

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Ульяновск 2007

Федеральное агентство по образованию
Государственное образовательное учреждение высшего профессионального
образования Ульяновский государственный технический университет

С. А. Пьянков.

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Допущено Учебно-методическим объединением вузов по образованию в
области строительства (УМО) в качестве учебного пособия для студентов
высших учебных заведений, обучающихся по специальности 27010265
«Промышленное и гражданское строительство»

УДК 551 (076)
ББК 38.58я7
М55

Рецензенты: кафедра

Утверждено редакционно-издательским советом университета в качестве учебного пособия

Пьянков С. А.

Свайные фундаменты: учебное пособие / С. А. Пьянков. – Ульяновск: УлГТУ, 2007.
М55 – _____ с.

Излагаются вопросы классификации, расчета и проектирования свайных фундаментов, включены разделы, посвященные исследованиям свай при действии динамических (ударных) нагрузок, а также новым конструкциям забивных свай из мелкозернистого бетона.

Пособие предназначено для студентов специальности 27010265 «Промышленное и гражданское строительство», но может быть использовано также студентами специальности 27010665 «Производство строительных материалов, изделий и конструкций» и инженерами-проектировщиками.

УДК 551 (076)
ББК 38.58я7

© Пьянков С. А.
© Оформление. УлГТУ, 2007

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
Глава 1.....	7
ВИДЫ СВАЙ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ	7
1.1. Свайные фундаменты.....	7
1.2. Классификация свай.....	8
1.3 Конструкции забивных железобетонных свай и опыт их применения	13
1.4. НОВЫЕ ТИПЫ ФУНДАМЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ СВАЙ	16
1.4.1. Конструкции из бурозавинчивающихся и винтонабивных свай.....	17
1.4.2. Конструкции из щебеночных свай	18
1.4.3. Комбинированные свайно-плитные фундаменты (КСП).....	19
1.4.4. Конструкции из буронабивных свай	20
1.4.5. Конструкции из буруинъекционных свай	21
1.4.6. Новые конструкции забивных свай	21
Глава 2.....	22
ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.....	22
2.1. Расчет свайных фундаментов на прочность и трещиностойкость.....	22
2.2. Расчет свай по грунтовым условиям.....	30
2.2.1. Общие положения.....	30
2.2.2. Исходные данные для проектирования:	30
2.2.3. Последовательность расчета и проектирования	31
2.2.4. Определение глубины заложения ростверка	31
2.2.5. Выбор типа свайного фундамента.....	32
2.2.6. Выбор предварительных размеров свай и оценка условий ее работы в грунтовой массе.....	32
2.2.7. Определение несущей способности свай	33
2.2.8. Определение числа свай и размещение их в плане ростверка	41
2.2.9. Расчет свайных фундаментов и их оснований по деформациям.....	45
2.3 Явления, происходящие в грунте при погружении свай и при их изготовлении в нем.....	50
2.4 Расчет свайных фундаментов с использованием ЭВМ.....	52
Глава 3.....	58
ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ПРОВЕРКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СВАЙ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ (УДАРНЫХ) ВОЗДЕЙСТВИЯХ.....	58
3.1 Исследования в области ударного погружения свай.....	59
3.2. Разработка теории расчета железобетонных конструкций при ударном воздействии.....	62
3.2.1 Теория напряженно-деформированного состояния при ударном воздействии в начальный момент погружения.	62
3.2.2 Учет присоединенной массы грунта при погружении свай	67
3.3 Экспериментальная проверка теоретических исследований при динамических воздействиях	70
3.3.1. Методика проведения экспериментов.....	70
3.3.2 Экспериментальная проверка ударных воздействий на элементы из мелкозернистого бетона	75
Глава 4.....	82

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЗАБИВНЫЕ СВАИ ИЗ.....	82
МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА.....	82
<i>4.1 Подбор оптимальных составов мелкозернистого бетона для внедрения свай в производство</i>	<i>82</i>
4.1.1 Характеристики исходных материалов и физико-механических свойств мелкозернистого бетона...	82
4.1.2 Подбор составов различных видов бетона.	83
4.1.3 Выявление влияния воздухововлекающей добавки на прочность мелкозернистого бетона.	84
4.1.4 Определение пористости	85
4.1.5 Исследование прочностных и деформационных свойств мелкозернистого бетона методом математического планирования эксперимента.	86
4.1.6 Исследование водонепроницаемости мелкозернистого бетона.	89
4.1.7 Исследование морозостойкости мелкозернистого бетона.	90
<i>4.2. Техническая документация, полевые испытания и внедрение свай из мелкозернистого бетона.....</i>	<i>90</i>
4.2.1. Внедрение в производство свай из мелкозернистого бетона на заводах ЖБИ.....	90
4.2.2. Статические и полевые испытания свай.....	91
4.2.3. Техничко-экономическая эффективность производства и применения свай из мелкозернистого бетона.	92
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	93
Приложение.....	95

ВВЕДЕНИЕ

В ряде случаев в верхней части основания возводимого здания и сооружения может находиться относительно слабый слой грунта, поэтому возникает необходимость в передаче давления от сооружения на более плотные грунты, залегающие на некоторой глубине. В этих случаях часто устраивают фундаменты из свай, которые способны воспринимать большие нагрузки по сравнению с фундаментами неглубокого заложения и, кроме того, иногда являются более экономичными, так как при их возведении объем трудоемких земляных работ уменьшается.

Археологические раскопки на берегах Цюрихского озера показали, что сваи использовались человеком с самой глубокой древности. В 1854 году уровень воды Цюрихского озера понизился до небывалой отметки, и местное население использовало открывшиеся залежи ила для удобрения сельскохозяйственных угодий. Так под толстым слоем ила были обнаружены остатки древнейшего свайного поселения. Историки отнесли находку к эпохе неолита! А более поздние исследования показали, что этот пример не был единственным. Подобные поселения были береговыми, на сваях они возводились из-за развития земледелия на болотистых территориях, а также для защиты от диких зверей и враждебных племен.

Позже наличие свайных построек отмечали путешественники XVIII и XIX веков А. Гумбольдт и Н.Н. Миклухо-Маклай. Они приводят описание как отдельных хижин, так и целых поселков. Такие поселения сохранились и в наше время.

Сначала сваи применялись в качестве стоек, которые позволяли поднять пол жилья над водой или землей. Римский архитектор и инженер Витрувий (I в. до н.э.) подчеркивал необходимость использования деревянных свай при строительстве на наносных или болотистых грунтах для передачи нагрузки от зданий на так называемый материк. Позднее применение свай позволило возводить массивные сооружения на слабых грунтах.

Нельзя обойти вниманием и опыт Нидерландов, где болотистая почва определила сваи как необходимую составляющую строительства. По свидетельству П.П. Гнедича, только «благодаря сваям нидерландцы защитились от моря и отвоевали у него значительную площадь суши. Амстердам со своим населением в четверть миллиона человек весь стоит на сваях».

Петр I использовал опыт голландцев, о чем свидетельствует письмо к И. Коробову, в котором он дает указание изучить «манер голландской архитектуры, а особливо фундаменты» из-за схожести грунтов. И в 1715 году Петр I издает приказ о том, что к сентябрю «каждый против своего дома паженные сваи для обивки берегов, мерою трехсаженные, числом сколько против каждого двора оных бы столбов могло пойти», и в ноябре этого же года новый приказ: «Об окончании Санкт-Петербургскими жителями к будущей весне бития свай против домов своих, по берегам Большой и Малой Невы и протокам, под опасением отобрания тех дворов». Согласно этому указу, каждый житель обязан был бить сваи, закладывать за ними связки фашины и утрамбовывать землю на берегу напротив своего участка.

Библиографические исследования показывают, что первые упоминания о «грунтах» в России также относятся ко времени правления Петра. Так, в 1708 году Джованни Марио-Фонтана по заданию Великого государя Петра I перевел на русский язык книгу Якова Бароция де Виньола «Правило о пяти чинах архитектуры» издания 1563 года. Большой интерес для геотехников представляет статья «Фундамент как строить». Это одна из первых

инструкций, в которой не только впервые упоминаются термины «грунт» и «свая», но и рекомендуется при выборе места для заложения фундаментов «хорошо знать характер грунта». Строителям рекомендовалось при появлении грунтовых вод «в двух или трех локтях глубины бить сваи», а при строительстве на болоте «надлежит сваи бить дубовые или яловые, которые надлежит крепить. А ежели великое строение, то надлежит на концы сваи железо насодить дабы хотчее пошло в землю. Также надлежит пореже сваи бить (хотя и лучше часше), ибо когда часше станем бить, то одна другую вон выбивать будет... В чем надлежит осмотрение иметь дабы фундамент был всегда каменный или гораздо из доброго кирпича (ежели камня нет) и гораздо выжжена...».

В XIX веке сваи уже стали применяться также и для уплотнения грунта. П. Усов в работе «Строительное искусство» (1859) отмечает: «сопротивление слабого грунта можно значительно увеличить втрамбованием в него каменного щебня или сжиманием его уплотняющими сваями».

До 1838 года применялись только забивные сваи, хотя они тоже модернизировались – изменялся материал свай, а при забивке в гравелистые и твердые грунты для деревянных свай стали использовать железные башмаки. В 1838 году Митчелл (Mitchall) предложил завинчивать сваи в грунт, для чего нижняя часть сваи оборудована винтом. Наконечники свай имеют разный вид в зависимости от свойств грунта. В. Карлович в Монографии «Основания и фундаменты» (1869 год) признает преимущества винтовых свай перед забивными при применении их в некрепких грунтах, так как «концы их передают давление на большую площадь».

Долгое время забивка свай осуществлялась вручную. Первое описание примитивного ручного копра относится к 1660 году. Изобретение станины с направляющими для бабы и присоединение для ее подъема различных приспособлений позволило увеличить мощность снаряда. Изобретение Нэсмитом (Великобритания) паровой бабы было несомненным проявлением технической революции. В 1889 году это изобретение было усовершенствовано русским инженером С.А. Арцишем, что позволило еще увеличить производительность снарядов. И только в 30-40-х годах прошлого столетия появились первые дизельные сваебойные установки, а в 50-х – электрические вибропогружатели.

На рубеже XIX-XX веков появились и первые монолитные сваи, изготавливаемые в грунте, в научной литературе того времени их насчитывается около двадцати. Остановимся только на сваях системы «Франкиньоль». Сваи этой системы появились во Франции в 1909 году, в 1910 году они были запатентованы и стали широко применяться в Европе, Египте и в России. В этом же году было образовано бельгийское общество FRANKI-Pfahi-Gesellschaft, которое мы знаем и по сей день, но только под названием «Франки». В 1947 году была изготовлена первая буровая установка фирмы Bauer.

Сегодня технологии изготовления свай в грунте позволяют решать самые сложные геотехнические задачи: возводить здания и осваивать подземные пространства на застроенных территориях в существующей инфраструктуре.

На кафедре «Строительные конструкции» Ульяновского государственного технического университета (УлГТУ) (ранее Ульяновский политехнический институт) под руководством профессора Ямлеева У.А. проведены многочисленные экспериментально-теоретические исследования свай с использованием различных видов бетонов по координационным планам Госстроя СССР, РФ и Министерства образования [25, 34, 35, 37, 39, 40, 41, 42].

Глава 1.

ВИДЫ СВАЙ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

1.1. Свайные фундаменты

Свайной конструкцией (фундаментом) называется группа свай, объединенная поверху специальными плитами или балками, называемыми ростверками.

Несущая способность одиночной сваи в большинстве случаев во много раз меньше нагрузки, передаваемой надземной конструкцией (например, колонной), поэтому свайный фундамент приходится делать из нескольких свай. В практике современного строительства в зависимости от характера размещений свай в плане различают следующие виды свайных фундаментов: одиночные сваи, ленточные свайные фундаменты с размещением свай рядами (рис. 1.1, а), свайные кусты (рис. 1.1, б), сплошное свайное поле (рис. 1.1, в).

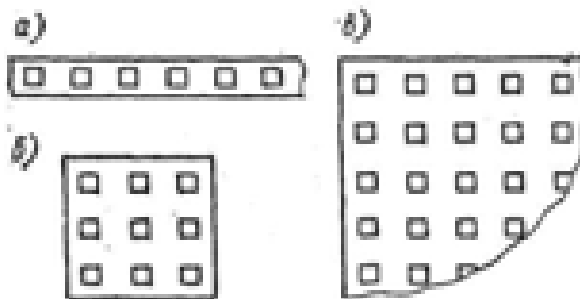


Рис. 1.1. Виды свайных фундаментов в зависимости от размещения свай в плане: а – ленточный; б – свайный куст; в – сплошное свайное поле

Одиночные сваи применяют под сооружения, когда нагрузку от колонны здания или стыка панелей воспринимает одна свая. Иногда сваи являются одновременно колоннами здания. Такие конструкции называют сваями-колоннами.

Ленточные свайные фундаменты устраивают под стенами зданий и другими протяженными конструкциями. Различают однорядное (см. рис. 1.1, а) и многорядное (в 2...3 ряда и более) размещение свай. При многорядном размещении свай свайный фундамент легко воспринимает не только вертикальную нагрузку, но и момент; при однорядном размещении свай внецентренно приложенная нагрузка вызывает изгиб свай. В случае однорядного размещения свай под внутренними и наружными стенами здания, обладающего пространственной жесткостью, верхние части свай не могут испытывать изгиба, так как надподвальные перекрытия и пересечения стен препятствуют развитию деформаций изгиба в сваях.

Свайные кусты – это группы свай, обычно расположенные под отдельными конструкциями (например, под колоннами). Минимальное число свай в одном кусте – три. Иногда допускается делать свайные кусты из двух свай, если исключено развитие изгиба свай в перпендикулярном направлении по отношению к оси, проходящей через обе сваи.

Сплошное свайное поле устраивают под тяжелые сооружения, когда сваи располагаются по некоторой сетке под всем сооружением или частью его. На сплошное свайное поле опираются все конструкции этой части сооружения (колонны, стены, оборудование).

Свайным полем строители называют также систему свай, размещенных под сооружением, состоящую из одиночных свай, лент и свайных кустов.

Чтобы все сваи фундамента работали одновременно, их объединяют железобетонной

плитой или балкой-ростверком, который обеспечивает распределение нагрузки на сваи и приблизительно равномерность осадки или при несимметричном загрузении – осадку с креном.

Различают три типа свайных ростверков: низкий, повышенный и высокий (рис. 1.2).

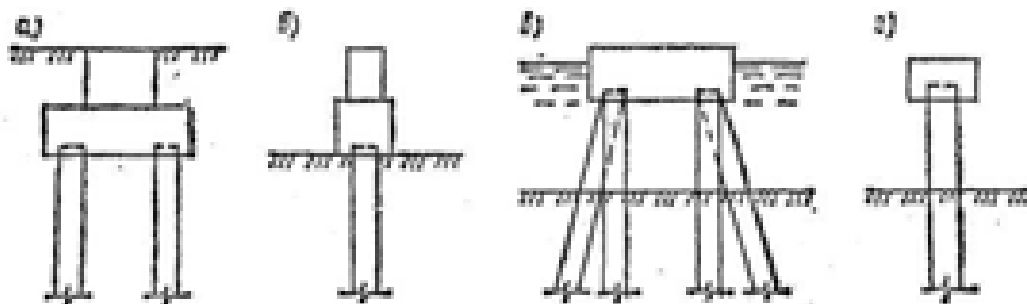


Рис. 1.2. Типы свайных ростверков: а – низкий; б – повышенный; в, г – высокий

Низкий свайный ростверк располагают ниже поверхности грунта. Такой ростверк может передавать часть вертикального давления на грунт основания по своей подошве и при практически плотной обратной засыпке воспринимать давление от горизонтальных сил. Если ростверк находится в зоне сезонного промерзания, на него при промерзании грунта могут действовать нормальные и касательные силы пучения соответственно по подошве и боковым поверхностям.

Повышенный свайный ростверк не заглубляют в грунт, а располагают непосредственно на его поверхности. В связи с этим отпадает необходимость в устройстве опалубки снизу ростверка. Такие ростверки допустимы там, где при промерзании не происходит пучения грунта. Поскольку верхние слои сложены, как правило, слабыми грунтами, повышенные ростверки не могут передавать давление на грунт основания.

Высокий свайный ростверк располагают выше поверхности грунта. Так как верхняя часть вертикальных свай имеет небольшое сопротивление поперечному изгибу при действии горизонтальных нагрузок, кроме вертикальных свай забивают наклонные сваи по двум-четырем направлениям. Высокие свайные ростверки применяют при строительстве мостов и гидротехнических сооружений, под внутренними стенами жилых зданий с техническими подпольями и в других случаях. Иногда свайные фундаменты делают без ростверков. На голову сваи надевают оголовник и на это уширение устанавливают несущие панели зданий (рис. 1.2, г).

1.2. Классификация свай

Основным конструктивным элементом свайного фундамента являются сваи. Классификация свай приведена в табл. 1.1.

Таблица 1.1

Классификация свай

1	2
Способ погружения свай в грунт	Забивные железобетонные, стальные, деревянные), погружаемые в грунт (без его выемки) с помощью молотов, вибропогружателей, и вдавливающих устройств
	Сваи-оболочки (железобетонные), погружаемые вибропогружателями с выемкой грунта и заполняемые бетонной смесью

	Набивные, устраиваемые путем укладки бетонной смеси в скважины, образованные в результате обжатия грунта
	Буровые, устраиваемые путем заполнения пробуренных скважин бетонной смесью или установки в них железобетонных элементов
	Винтовые, погружаемые в грунт с помощью кабестана
Условия взаимодействия свай с грунтом	Свай-стойки, к которым относятся сваи всех видов, опирающиеся на скальные грунты, а забивные сваи, кроме того, на малосжимаемые грунты (крупнообломочные грунты и твердые глины с модулем деформации $E > 50$ МПа)
	Висячие сваи, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на основание боковой поверхностью и нижним концом
Забивные железобетонные сваи и свай-оболочки	По способу армирования – с ненапрягаемой продольной арматурой с поперечным армированием и предварительно напряженные со стержневой или проволочной продольной арматурой с поперечным армированием и без него
	По форме поперечного сечения – квадратные, прямоугольные, тавровые и двутаврового сечений, квадратные с круглой полостью и полые круглые
	По форме продольного сечения – призматические, цилиндрические и с наклонными гранями (пирамидальные, трапецеидальные, ромбовидные)
	По конструктивным особенностям – целые и составные из отдельных секций
	По конструкции нижнего конца – с заостренным или плоским нижним концом, с уширением и полые с закрытым или открытым нижним концом

Продолжение таблицы 1.1

1	2
Набивные сваи по способу устройства подразделяются	Устраиваемые путем погружения инвентарных труб, нижний конец которых закрыт башмаком, оставляемым в грунте, с последующим извлечением труб по мере заполнения скважин бетонной смесью
	Виброштампованные, устраиваемые в пробитых скважинах путем их заполнения жесткой бетонной смесью, уплотняемой виброштампом в виде трубы с закрепленным на ней вибропогружателем
	Виброштампованные, устраиваемые путем выштамповки в грунте скважин пирамидальной или конической формы с заполнением их бетонной смесью
Буровые сваи по способу устройства подразделяются	Буронабивные сплошного сечения, бетонируемые в пробуренных скважинах без крепления или с креплением стенок извлекаемыми обсадными трубами
	Буронабивные полые круглого сечения, устраиваемые с применением многосекционного сердечника
	Буронабивные, устраиваемые путем втрамбовывания в скважину щебня

	Буронабивные с камуфлетной пятой, устраиваемые путем бурения скважин с образованием уширения взрывом и заполнения скважин бетонной смесью
	Сваи-столбы, устраиваемые путем бурения скважин, укладки в них цементно-песчаного раствора и опускания в скважины свайных элементов
	Буроопускные сваи с камуфлетной пятой

История развития строительных конструкций связана с развитием производительных сил общества. В общем случае строительные конструкции в зависимости от материала, из которого они изготовлены, разделяют на металлические (преимущественно стальные), каменные, бетонные и железобетонные, конструкции из дерева и пластмасс. Для конструкций свай в основном используют дерево, металл, бетон и железобетон.

Наиболее древние конструкции – деревянные и каменные, так как самые простые их виды можно было изготовить, применяя примитивные инструменты.

Деревянные сваи. Дерево издавна использовалось для различных конструкций. К преимуществам деревянных свай относятся их небольшая масса, достаточно высокая прочность и простота изготовления. Деревянные сваи можно погрузить в грунт путем забивки или виброметодом. Деревянные сваи трудно забиваются в крупнозернистые и гравелистые пески и почти не забиваются в гравий и гальку.

Недостатком деревянных свай является то, что они могут гнить в зоне переменной влажности при расположении свай выше горизонта вод. Для избежания этого в постоянных сооружениях головы свай должны быть всегда расположены ниже горизонта самых низких вод не менее чем на 0,5 м. К недостаткам деревянных свай относится также ограниченность их размеров в случае изготовления из одиночных бревен и связанная с этим их низкая несущая способность. Число свай в фундаменте получается обычно большим. Конструкции деревянных свай показаны на рис. 1.3.

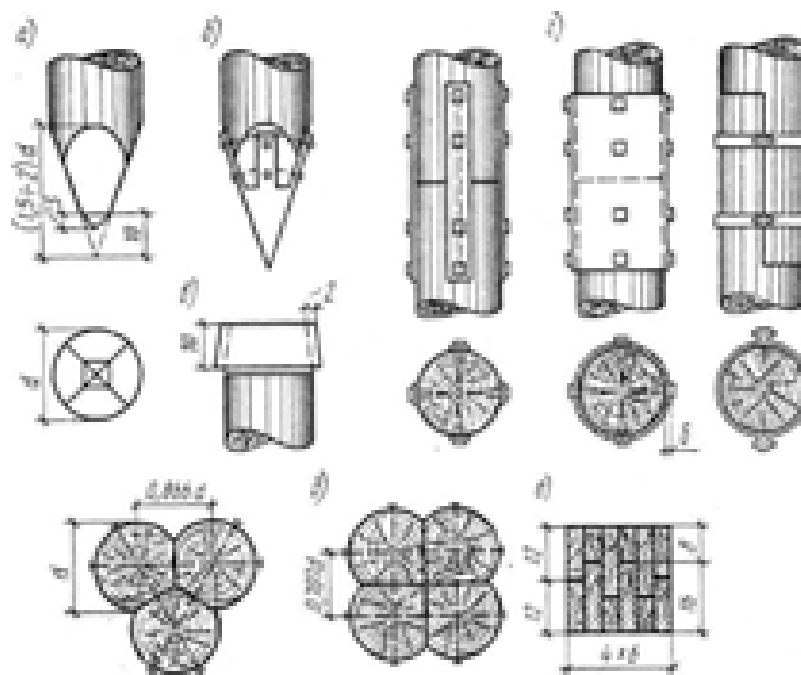


Рис. 1.3. Конструкции деревянных свай (размеры даны в см.)

Для изготовления свай используют древесину хвойных пород (сосна, лиственница, ель и др.) диаметром от 18 до 40 см и длиной 4,5... 16 м. Низ сваи обрабатывают в форме острия

для облегчения погружения ее в грунт (рис. 1.3, а). В грунтах, содержащих гравий, гальку и другие твердые включения, на острие сваи надевают металлический башмак (рис. 1.3, б). На голову сваи насаживается металлическое кольцо-бугель, предотвращающее повреждение сваи при ее забивке (рис. 1.3, в).

Для увеличения размеров деревянных свай были созданы пакетные и клееные сваи (рис. 1.3, г-е). В практике пакетные сваи применялись длиной до 25 м.

Стыки бревен пакетных свай устраивают вразбежку и перекрывают металлическими накладками. Бревна сплавивают между собой металлическими болтами. Недостатки пакетных свай заключаются в большом расходе металла на соединения и высокой трудоемкости работ по их изготовлению.

Металлические сваи. Металл как материал для строительных конструкций начинают применять с XVIII в. В XIX в. начали выпускать профильный прокат, что позволило создавать рациональные сечения элементов. При использовании сварки для соединения элементов стальных конструкций значительно уменьшилась трудоемкость изготовления этих конструкций, и расширились области их применения в строительстве.

Стальные сваи применяют преимущественно в сложных геологических условиях, когда непосредственное заглубление железобетонных свай невозможно. Такие сваи допустимы также для усиления фундаментов, поскольку значительно упрощается их наращивание по мере заглубления в грунт.

Металлические сваи, в основном это стальные сваи, разделяют на два основных типа. Сваи замкнутого поперечного сечения (рис. 1.4, а), для которых используют стальные трубы, а также элементы, сваренные из двух двутавров или двух швеллеров. В виде исключения для этих целей допустим стальной шпунт. Нижний конец сваи оставляют открытым или закрывают наконечником. Сваи незамкнутого сечения (рис. 1.4, б) изготавливают из широкополых двутавров или элементов, составленных из двутавров, равнобоких уголков, сваренных подошвами рельсов. Кроме приведенных, применяют также элементы других сечений.

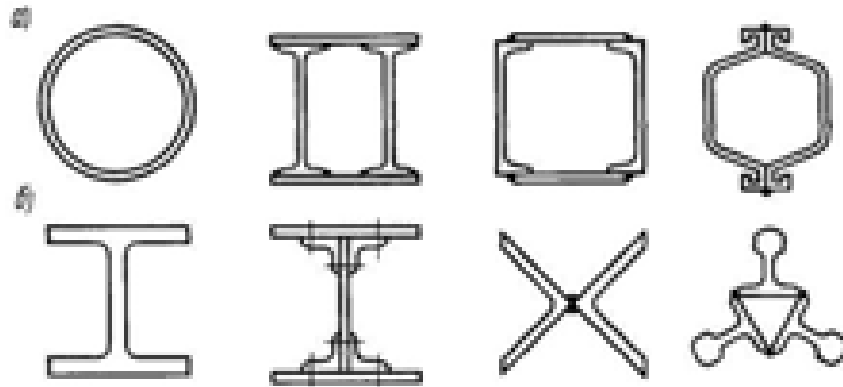


Рис. 1.4. Типы поперечных сечений стальных свай

Иногда применяют комбинированные сваи, отдельные части которых изготавливают из разных материалов.

Преимущества этих свай: небольшая масса, простота изготовления, удобство транспортировки и высокая прочность, что практически исключает их повреждение при забивке в грунт.

Вследствие высокой прочности и небольшой площади поперечного сечения стальные сваи можно забивать в грунты, содержащие твердые включения, и проходить ими разрушенные поверхностные слои скальных и полускальных грунтов до прочного основания.

Недостатками стальных свай являются повышенный расход металла и его коррозия.

Железобетонные сваи. Железобетонные конструкции начали применять со

второй половины XIX в. в связи с развитием промышленности и транспорта.

Принято считать, что первым изделием из железобетона была лодка, построенная Ламбо во Франции в 1850 г.

Первые патенты на изготовление изделий из железобетона (цветочные кадки из проволоочной сетки, обмазанной с обеих сторон цементным раствором), были получены французским садовником Ж. Монье в 1867–1870 гг. Постепенно железобетон стал находить применение в строительных конструкциях, в частности в конструкциях свай (рис. 1.5).

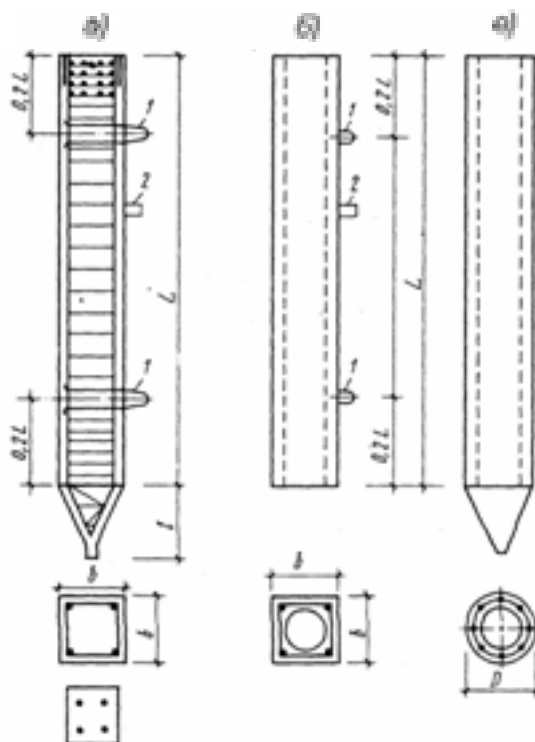


Рис. 1.5. Железобетонные сваи: а – квадратного сплошного сечения; б – квадратного сечения с круглой полостью; в – полового круглого поперечного сечения.

Набивные и буровые сваи. Также свое развитие, хотя и не так широко как забивные, получили различные изготавливаемые в грунте набивные и буровые сваи (рис. 1.6).

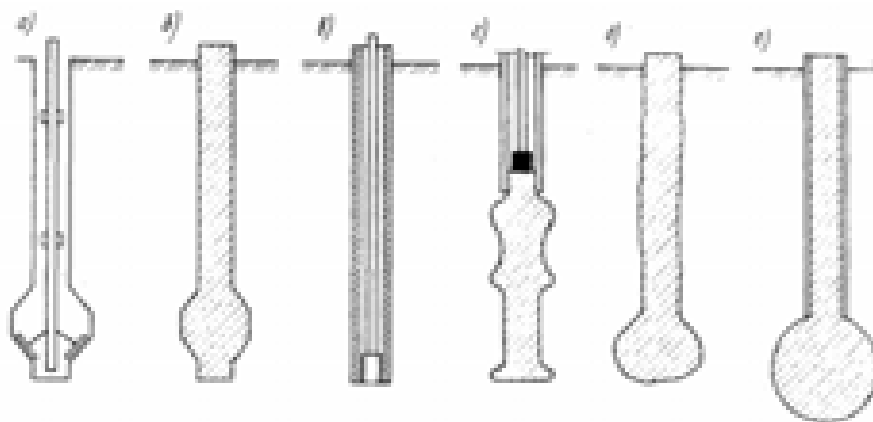


Рис. 1.6. Сваи, изготавливаемые в грунте

По материалу, из которого они изготовлены, сваи подразделяют на бетонные, железобетонные, песчаные (грунтовые), щебеночные и грунтоцементные. Для фундаментов

используют, как правило, бетонные и железобетонные набивные сваи, другие типы свай в основном применяют для искусственного улучшения свойств грунтов оснований. По способу изготовления различают сваи без оболочек, с неизвлекаемой оболочкой и с оболочкой, извлекаемой из грунта.

Сваи без оболочек применяют в грунтах, которые позволяют осуществлять бурение скважин без крепления их стенок. Иногда для таких типов свай используют скважины, получаемые в результате забивки и извлечения специального сердечника либо вытрамбовывания тяжелыми трамбовками.

Для получения железобетонных свай в скважинах устанавливают арматурный каркас.

В относительно слабых грунтах проходку скважин производят под защитой глинистого раствора, который при подаче бетона вытесняется из скважины. Благодаря большому удельному весу глинистый раствор создает в скважине значительное избыточное давление, удерживающее стенки от обрушения.

Для повышения несущей способности безоболочковых свай в нижней части скважины формируют уширенную пятую с помощью разбуривания (рис. 1.6, а, б) или камуфлетного взрыва, производимого после заполнения ствола бетонной смесью.

Набивные сваи с извлекаемой оболочкой нашли широкое использование в практике строительства, так как применяемые при их изготовлении инвентарные обсадные трубы, защищая стенки скважин от обрушения, позволяют получать сваи в широком диапазоне грунтовых условий строительной площадки.

Сваи Страуса изготавливают в пробуренных скважинах, закрепленных металлическими обсадными трубами диаметром до 0,4 м и длиной до 12 м. Скважину заполняют бетоном слоями до 1 м, уплотняя бетон с помощью трамбования, трубу постепенно извлекают (рис. 1.6, в, г).

Частотрамбованные сваи изготавливают в инвентарных металлических оболочках, опирающихся на железобетонные наконечники, которые остаются в грунте после извлечения трубы. При погружении обсадных труб используют вибраторы или молоты, имеющие специальные приспособления для их извлечения из грунта. После забивки до проектной отметки во внутреннюю полость отдельными порциями подают бетон и трубу извлекают при включенном вибраторе или молоте. Под действием вибрации уплотняется не только бетон, но и окружающий грунт. Данный тип свай имеет диаметр до 0,4 м и длину до 12 м.

Сваи Франки относятся к группе набивных свай, отличительной особенностью которых является то, что бетон укладывают во внутреннюю полость предварительно забитой до проектной отметки металлической трубы с закрытым пробкой нижним концом. Пробка из жесткого бетона после забивки обсадной трубы выбивается в грунт с помощью специального молота, образуя несколько уширенную пятую. Затем в трубу отдельными порциями подают бетон, который тем же молотом выбивается в грунт при одновременном подъеме оболочки, что приводит к формированию свай с гофрированной поверхностью (рис. 1.6, в, д).

Сваи с неизвлекаемой оболочкой изготавливают в том случае, если отсутствует возможность качественного выполнения свай с извлекаемой оболочкой. Например, при значительном напоре грунтовых вод тело свай с извлекаемой оболочкой может быть частично нарушено в процессе твердения, что приведет к снижению ее несущей способности.

В связи с тем, что данный тип свай достаточно дорог, целесообразно повышать их несущую способность, используя, например, камуфлетные взрывы для уширения пяты (рис. 1.6, е).

1.3 Конструкции забивных железобетонных свай и опыт их применения.

Свайные фундаменты всегда занимали достойное место в инженерной практике. Особенно широко они стали применяться в последние 30-35 лет. Это связано с повышением

этажности, увеличением габаритов зданий и сооружений, возрастанием нагрузок, передаваемых на единицу площади, использованием для строительства площадок с неблагоприятными инженерно-геологическими условиями, сложным рельефом, высоким уровнем грунтовых вод и др.

При всем многообразии разработанных конструкций свай (известно более 150 видов свай) наибольшее применение в массовом гражданском и промышленном строительстве нашли забивные сваи. Применение их значительно сокращает трудоемкость возведения фундаментов и снижает стоимость строительных объектов. При этом наибольшее распространение получили сваи сплошного квадратного сечения. Сваи других видов применяются мало из-за худшей технологичности и повышенной трудоемкости в производстве.

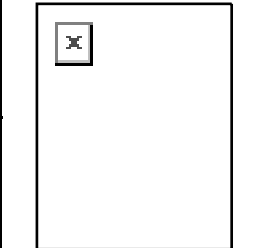
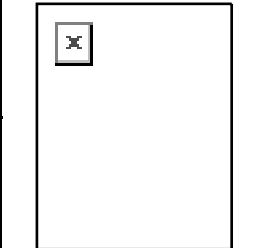
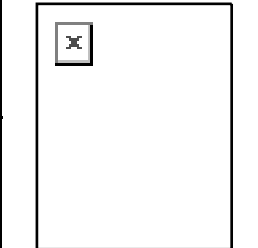
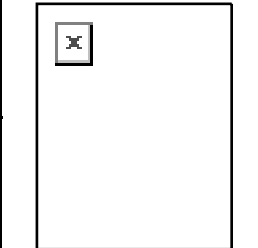
Существующая классификация забивных железобетонных свай по ГОСТ 19804-91 [8] приведена в таблице 1.2.




Таблица 1.2

Классификация забивных железобетонных свай по ГОСТ 19804-91

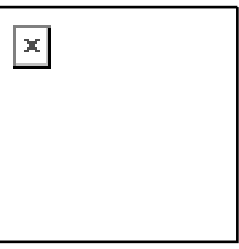
Тип и характеристика свай	Эскиз свай	Основные размеры свай, мм		Обозначение стандарта или серии рабочих чертежей
		b или d	l	
1	2	3	4	5
Тип С. Цельная с ненапрягаемой арматурой		200	3000-6000	Серия 1.011.1-10, вып. 1; УД-40-88; 3.500.1-1
		250	4000-6000	
		300	3000-12000	
		350	4000-16000	
		400	4000-18000	

Продолжение таблицы 1.2

1	2	3	4	5
Тип С. Цельная с напрягаемой арматурой		200	3000-6000	ГОСТ 19804.2 Серия 31500.1-1
		250	4500-6000	
		300	3000-15000	
		350	8000-20000	
		400	13000-20000	
Тип С. Составная с ненапрягаемой арматурой		300	14000-24000	Серия 1.011.1-10, вып. 8
		350	1400-28000	
		400		
Тип С. Составная с напрягаемой арматурой		300	14000-20000	Серия 1.011.1-9
		350	14000-24000	
		400	14000-28000	
Тип СП. Цельная с не-		300	3000-12000	ГОСТ 19804.3

напрягаемой и напрягаемой арматурой		400		
Тип СК. Цельная с ненапрягаемой арматурой		400		ГОСТ 19804.5 Серия 3.501.1
		500		
		600		
		800	4000-12000	
Тип СО. Цельная с ненапрягаемой арматурой		1000		
		1200		
		1500		
		1600		
		3000		
Тип СК. Составная с ненапрягаемой арматурой		400	14000-26000	ГОСТ 19804.6 Серия 3.501.1
		500	14000-30000	
		600	14000-40000	
		800	14000-48000	
Тип СО. Составная с ненапрягаемой арматурой		1000	14000-48000	
		1200		
		1500		
		1600		
		3000		
Тип 1СД		200	5000-6000	ГОСТ 19804.7
		300	5000-7500	

Окончание таблицы 1.2

1	2	3	4	5
Тип 2СД		300	5000-7500	ГОСТ 19804.7
Тип СЦ	 Сертификация персонала, продукции и услуг АНО МПСК	250	5000-6000	ГОСТ 19804.4
		300	3000-9000	

При строительстве зданий и сооружений на свайных фундаментах в 1960-1965 гг. наиболее часто применялись забивные сваи длиной до 8 м, составившие 57% их общего числа. В 1966-1969 гг. получили распространение забивные сваи длиной 8-12 м, составившие около 89% их общего числа. В настоящее время имеется тенденция к применению свай большой длины – 14-16 м.

НИИ оснований и подземных сооружений (НИИОСП) и экспериментально-конструкторское бюро (ЭКБ) ЦНИИСКА в 1965-1967 гг. провели исследования, на основе которых были разработаны конструкции свай без поперечного армирования, позволяющие уменьшить расход стали в 2-4 раза и более по сравнению с расходом стали на предварительно-напряженные сваи других конструкций.

Первый опытный образец свай этой конструкции был испытан на строительных площадках треста Рязаньжилстрой [36]. В 1966 г. в экспериментальной проверке и работах по дальнейшему совершенствованию конструкции свай без поперечного армирования приняли участие НИИЖБ, институты Фундаментпроект и Башниистрой, а также некоторые заводы железобетонных изделий. Накопленный опыт возведения фундаментов на таких сваях позволил разработать рабочие чертежи типовых серий 1.011.

Сваи без поперечного армирования – это призматические железобетонные сваи сплошного сечения, центрально-армированные предварительно напряженной продольной арматурой. Поперечное армирование по длине ствола отсутствует, за исключением головы сваи, и ее острия. Голова сваи армируется пространственными каркасами, каждый из которых собран из двух плоских сеток, согнутых под углом 150-170° и вставленных одна в другую своими сгибами. Острие сваи армируется спиралью.

Основные предпосылки, позволившие разработать эту новую конструкцию забивной сваи, следующие. При изготовлении сваи предварительное натяжение продольной арматуры производится в форме, поэтому отпадает необходимость в поперечной арматуре, одно из основных назначений которой – сохранение местоположения рабочей арматуры в процессе бетонирования. Кроме того, расчетами установлено, что рабочая арматура находится в растянутом состоянии при монтажных, ударных и эксплуатационных нагрузках.

Как показали исследования, прочность и трещиностойкость предварительно напряженных свай при заданном проценте армирования практически не зависит от места размещения отдельных стержней арматуры в сечении сваи, а определяются только расположением центра ее тяжести. Следовательно, арматура в предварительно напряженных сваях может быть расположена в центральной зоне сечения, не вызывая при этом снижения их прочности.

1.4. НОВЫЕ ТИПЫ ФУНДАМЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ СВАЙ

Накопившийся опыт производства и применения свай в фундаментах позволяет выделить основные направления в этой области:

- создание новой высокопроизводительной технологии и оборудования для погружения и возведения свайных фундаментов;
- разработка и массовое внедрение в производство новых конструкций свай с высокими технологическими параметрами;
- использование для изготовления свай местных материалов дающих существенную экономию за счет более низкой себестоимости;
- создание пакетов прикладных программ для расчета на ЭВМ состояния свайных фундаментов на различных этапах погружения, в том числе в особо тяжелых условиях забивки;
- использование в конструкциях свай различных видов бетонов, с полной

проработкой влияния свойств того или иного материала на все стадии от изготовления до эксплуатации в фундаментах сооружений.

Условия строительства в России с каждым годом усложняются. Новое строительство ведется на территориях со сложными геологическими и гидрологическими условиями (слабые грунты, неблагоприятные инженерно-геологические процессы), рядом с существующей застройкой. Этажность сооружений увеличивается. Реконструкция и строительство зданий осуществляется с устройством подземных гаражей, когда необходимо применение комбинированных фундаментных конструкций, выполняющих роль несущих и ограждающих конструкций одновременно.

В таких условиях целесообразно широкое применение фундаментных конструкций с использованием различных видов свайных фундаментов. В последние годы разработаны конструкции с использованием свай новых видов, а также давно известных в Европе, но не применявшихся в России. Это бурозавинчивающиеся и винтонабивные сваи, щебеночные сваи, буронабивные и буросекущиеся, а также буроинъекционные сваи. Несущая способность по грунту данных свайных фундаментов значительно превышает традиционную, а процесс создания свайного поля с отсутствием динамических воздействий на грунт основания не влияет на соседние близкостоящие сооружения, что особенно ценно для строительства и реконструкции в условиях плотной городской застройки.

1.4.1. Конструкции из бурозавинчивающихся и винтонабивных свай

Бурозавинчивающиеся сваи применяются в нескальных грунтах для устройства несущих или комбинированных (несущих и ограждающих) фундаментных конструкций.

Бурозавинчивающаяся свая (рис.1.7) состоит из металлической трубы (1), крестообразного наконечника (2) и спиральной навивки (3), обеспечивающих погружение сваи путем ее вращения в сочетании с вдавливанием. Металлические трубы, могут иметь наружный диаметр от 100 до 600 мм и длину до 12 м. Крестообразный наконечник изготавливается из двух металлических заостренных пластин, сваренных в виде креста между собой. В зависимости от технологии устройства бурозавинчивающихся свай наконечник может быть съемным и оставляемым в грунте после погружения сваи до проектной отметки или же глухим, закрывающим нижний конец сваи. Спиральная навивка представляет собой непрерывный металлический стержень треугольного, квадратного или круглого сечения (например, арматуру) шириной $b = (0,04 \div 0,06) d$, приваренный к металлической трубе с шагом $a = (0,5 \div 1,0) d$, где d – наружный диаметр трубы.

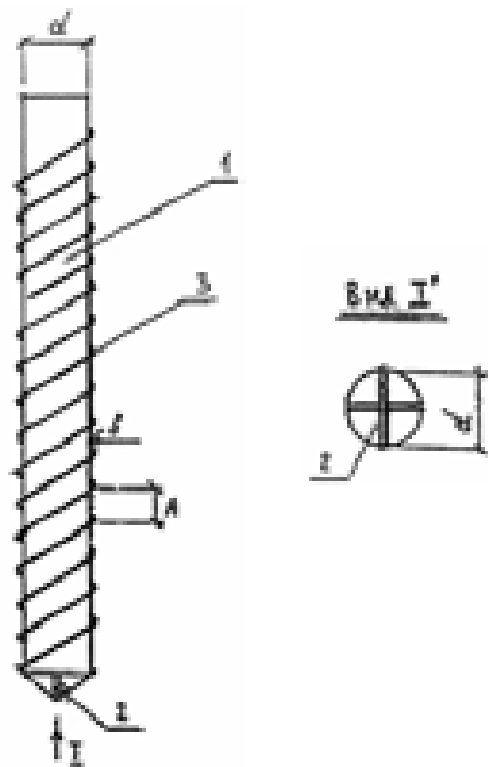


Рис. 1.7. Схема бурозавинчивающейся сваи

При использовании съемного наконечника стенки бурозавинчивающейся сваи выполняют роль инвентарных обсадных труб и технология устройства свай аналогична технологии, применяемой при изготовлении буронабивных свай типа БСИ.

Основная область применения фундаментных конструкций из бурозавинчивающихся свай – строительство и реконструкция зданий и сооружений вблизи существующих зданий и сооружений, когда погружение забивных и вибропогружаемых свай может вызвать недопустимые динамические воздействия на близлежащие здания и сооружения и их основания, а устройство буронабивных свай – недопустимую разгрузку и разрыхление грунтов при проходке скважин.

Винтонабивные сваи схожи с бурозавинчивающимися по строению. Отличие состоит в ярко выраженной винтовой форме поверхности специального инструмента по устройству свай.

1.4.2. Конструкции из щебеночных свай

Щебеночные сваи применяются для усиления оснований существующих и вновь возводимых фундаментов и изготавливаются в грунтах, устойчиво держащих стенки скважин.

Фундаментная конструкция с использованием щебеночных свай создается путем армирования грунтов основания наклонными грунто-щебеночными столбами (рис. 1.8).

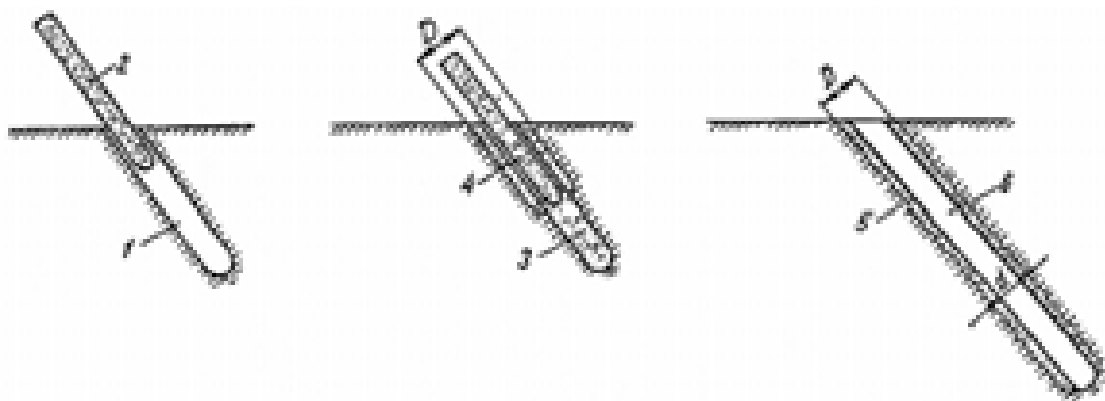


Рис. 1.8. Схема изготовления щебеночной сваи: 1 – скважина; 2 – пневмопробойник; 3 – щебень (гравий); 4 – участок щебеночной сваи; 5 – готовая щебеночная свая; 6 – внутренняя полость сваи

Такие столбы изготавливаются поэтапно. На каждом этапе сначала проходится участок скважины (1) с помощью пневмопробойника (2). Затем этот участок заполняется щебнем или гравием (3) и засыпанная порция материала втрамбовывается в стенки скважины пневмопробойником с формированием участка щебеночной сваи (4) диаметром D . После окончания формирования всей сваи (5) внутренняя ее полость (6) диаметром d , соответствующим диаметру пневмопробойника, заполняется щебнем.

Длина щебеночных свай достигает 10 м, а наружный диаметр – 300 мм.

Основная область применения фундаментных конструкций из щебеночных свай – реконструкция и усиление зданий и сооружений различного назначения.

1.4.3. Комбинированные свайно-плитные фундаменты (КСП)

Комбинированные свайно-плитные фундаменты (КСП) применяются для многоэтажных тяжелых зданий, строительство которых намечается на площадках, где с поверхности залегают грунты средней прочности и плитный фундамент, даже при достаточной несущей способности грунта, не проходит по деформациям.

Для КСП фундаментов используются буронабивные сваи диаметром 800-1200 мм и длиной до размера ширины здания, сооружаемые по технологии, предусмотренной п.2.5а) СНиП 2.02.03-85, либо забивные железобетонные сваи, сплошные, квадратного сечения с поперечным армированием ствола размерами 35×35 или 40×40 см по ГОСТ 19804.1-79*.

По грунтовым условиям и конструкции фундамента сваи в этом типе фундаментов должны работать как висячие, и поэтому они располагаются под фундаментной плитой по сетке с расстояниями между осями свай 5-7 диаметров (поперечных размеров).

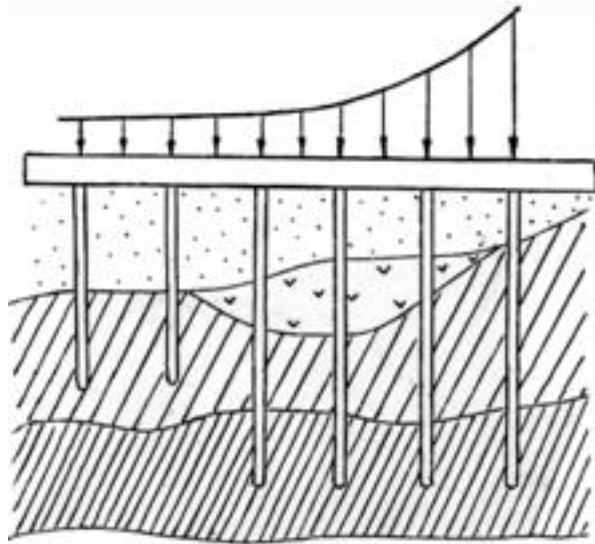


Рис. 1.9. Свайно-плитные фундаменты

1.4.4. Конструкции из буронабивных свай

Новой модификацией фундаментов из буронабивных свай являются конструкции буросекущихся свай (рис.1.10), используемые в качестве ленточных фундаментов либо комбинированных (несущих и ограждающих) фундаментных конструкций, в частности, при устройстве фундаментных конструкций заглубленных сооружений при освоении подземного пространства.

Диаметр буросекущихся свай d составляет от 600 до 800 мм, а длина – до 40 м. Расстояние между центрами свай a составляет $(0,8 \div 0,9) d$.

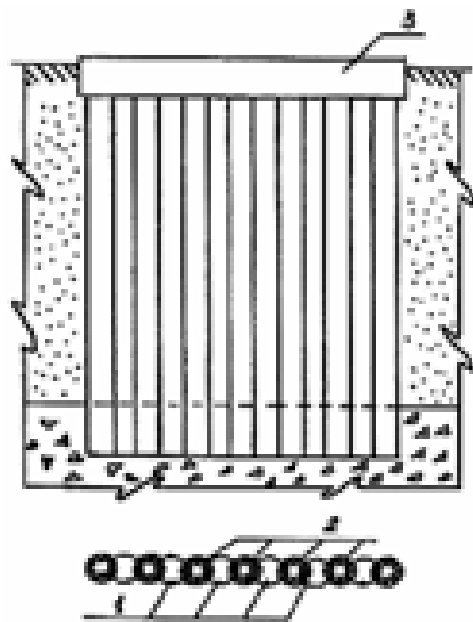


Рис. 1.10. Схема фундамента из буросекущихся свай: 1 – первоочередные бетонные сваи, 2 – железобетонные сваи, выполняемые между бетонных свай, 3. – объединяющий ростверк

1.4.5. Конструкции из буроналивных свай

При реконструкции и усилении зданий различного назначения, а также при новом строительстве эффективными фундаментными конструкциями являются конструкции с использованием буроналивных свай, устраиваемых с учетом требований СНиП 2.02.03-85 и «Рекомендаций по применению буроналивных свай», НИИОСП.

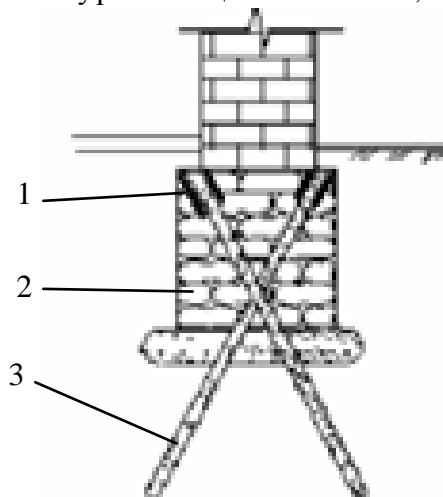


Рис. 1.11. Буроналивные сваи: 1 – труба-кондуктор; 2 – тело фундамента; 3 – буровая свая

При использовании буроналивных свай для усиления фундаментов они, как правило, устраиваются наклонными в виде козловой конструкции, рис. 1.11. При применении буроналивных свай в новом строительстве они устраиваются вертикально. Диаметр буроналивных свай составляет от 150 до 250 мм, длина – до 40 м.

1.4.6. Новые конструкции забивных свай

Для регионов испытывающих дефицит крупного плотного заполнителя целесообразно применение в производстве свай из легких бетонов. Кафедрой «Строительные конструкции» УлГТУ (ранее УлПИ) совместно с НИИЖБ были разработаны рабочие чертежи керамзитобетонных свай длиной от 3 до 12м. с преднапряженным и обычным армированием. Производство свай по этим чертежам было освоено на заводах ЖБИ Ульяновской и Орловской областей [39].

Повышение цен на энергоносители снизило экономическую эффективность применения керамзитобетонных свай, и хотя по своим техническим характеристикам они превосходят подобные сваи из тяжелого бетона, производство их снизилось.

Одним из перспективных направлений может считаться применение в конструкциях свай, вместо традиционно применяемого тяжелого бетона, а также керамзитобетона – мелкозернистого бетона, снижающего не только вес свай, но и их стоимость за счет замены крупного заполнителя отсутствующего во многих регионах страны на местные виды песков, имеющих значительно меньшую себестоимость [37].

Некоторые технические характеристики свай из мелкозернистого бетона занимают промежуточное положение между сваями из тяжелого и легкого бетона. Сваи из мелкозернистого бетона не входят в классификацию ГОСТ, а также действующими нормативами не предусмотрено применение мелкозернистого бетона в конструкциях подвергающихся динамическим (в частности ударным в случае конструкций свай) воздействиям. Поэтому внедрению таких свай в производство на заводах стройиндустрии и применению их в качестве свайных фундаментов, должен предшествовать целый комплекс

экспериментально-теоретических исследований

Более подробно мелкозернистый бетон как материал, а также конструкции свай будут рассмотрены в 4 и 5 главах.

Глава 2.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Железобетонные элементы свайных фундаментов рассчитывают на прочность, а в отдельных случаях и по предельным состояниям второй группы.

Сваи ленточных фундаментов под стены, фундаментов в виде кустов под колонны при отсутствии значительных горизонтальных нагрузок, фундаментов в виде сплошного свайного поля работают на сжатие. Сжатие с небольшим эксцентриситетом могут испытывать также одиночные сваи и сваи-столбы.

Ростверки под крупноблочными и кирпичными стенами, опирающиеся на один или два ряда свай, следует рассчитывать на эксплуатационные нагрузки и нагрузки, действующие в процессе строительства. В обоих случаях ростверк в продольном направлении рассматривается как неразрезная балка с расчетными пролетами, равными 1,05 расстояния между сваями в свету.

2.1. Расчет свайных фундаментов на прочность и трещиностойкость

Размеры поперечного сечения свай увязаны с их длинами: меньшие сечения соответствуют меньшим длинам и наоборот. Минимальное сечение продольной рабочей арматуры в свае определяют расчетом на монтажные изгибающие моменты, возникающие при подъеме сваи на копер за одну точку (рис. 2.1, а). Положение подъемной петли для подачи сваи на копер (рис. 2.1, а), а также положения двух дополнительных петель для захвата сваи при транспортировке и складировании (рис. 2.1, б) выбирают из условия равенства изгибающих моментов над точками строповки и в пролете. Эти же положения обеспечивают и минимум моментов от собственного веса свай.

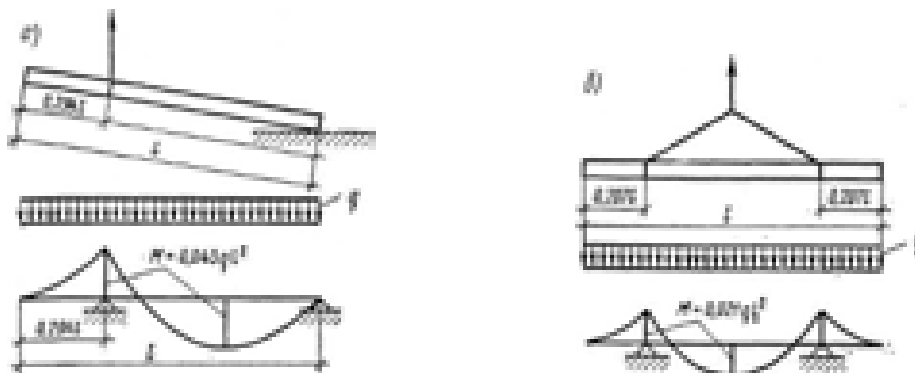


Рис. 2.1. Схемы строповки свай и расчетные схемы

Сваи с продольной арматурой, должны быть испытаны на трещиностойкость путем укладки их на две опоры, расположенные по схеме, указанной на рис. 2.2. Размер $0,36L$ – для свай типа СЦ, СК, СО, для свай типа СП с ненапрягаемой арматурой, размер $0,33L$ – для свай типа С, для свай типа СП с напрягаемой арматурой.

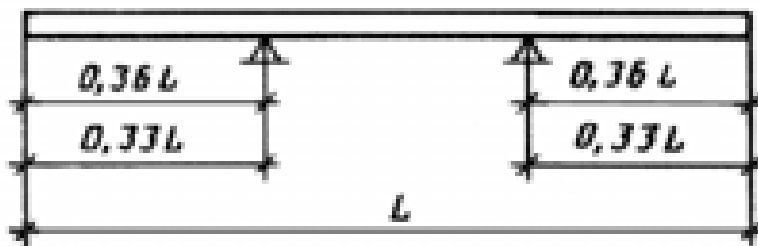


Рис. 2.5. Схема испытания свай на трещиностойкость.

После укладки свай на две опоры через 10 мин производят осмотр ее верхней грани над опорами. Сваю считают выдержавшей испытание, если на ее гранях:

- не появятся трещины – для свай с арматурой из высокопрочной проволоки и канатов и свай с напрягаемой арматурой;
- раскрытие трещин не превышает 0,2 мм – для свай со стержневой арматурой и свай с ненапрягаемой арматурой.

Ширину раскрытия трещин измеряют с точностью до 0,05 мм.

Поскольку забивные сваи представляют собой, как правило, длинномерные конструкции, испытывающие при перевозке воздействия значительных нагрузок, их необходимо рассчитывать на транспортные воздействия и предусматривать мероприятия по обеспечению сохранности при перевозке.

Также расчет забивных свай по государственным стандартам производится на усилия, возникающие при подъеме свай на копер за одну точку, расположенную на расстоянии 0,294 длины сваи от ее торца:

- по прочности;
- по кратковременному раскрытию трещин до 0,3 мм при ненапрягаемой и стержневой напрягаемой арматуре;
- по образованию трещин при проволочной и канатной арматуре.

Расчеты выполняются в соответствии с указаниями нормативных документов [1, 4]. При этом коэффициент перегрузки к весу сваи принят равным 1, коэффициент динамичности при расчете по прочности – 1,5; при расчете по раскрытию трещин – 1,25.

В некоторых случаях для так называемых «свай стоек», при опирании на малосжимаемые, прочные грунты определяется несущая способность свай по материалу. Несущая способность определяется по формуле (3.2) приведенной в 3 главе.

В фундаментах с низкими ростверками прочность ствола висячих свай в эксплуатационных условиях обычно используется не полностью. В фундаментах же с высокими ростверками решающим для определения сечения продольной арматуры может оказаться расчет на эксплуатационные нагрузки.

В период эксплуатации сжатые сваи рассчитывают на прочность в соответствии с указаниями [3, 6, 7, 8]. При этом для набивных свай обязательно учитывается коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b5} = 0,85$, а также дополнительный коэффициент γ_b , зависящий от способа производства работ (табл. 2.1).

При определении коэффициента η по формулам [3, 5, 6, 7] для сжатой сваи последнюю рассматривают как стержень, жестко зашпеленный в грунте на расстоянии ℓ_1 от подошвы ростверка, причем

$$\ell_1 = \ell_0 + 2/\alpha_\epsilon \quad (2.1)$$

где ℓ_0 – длина участка сваи от подошвы ростверка до уровня поверхности грунта, м;

α_ϵ – коэффициент деформации, 1/м, определяемый по формуле

$$\alpha_E = \sqrt[3]{\varphi_1 \cdot b_p / (3E_b \cdot I_b)}. \quad (2.2)$$

φ_1 – коэффициент пропорциональности, принимаемый в зависимости от вида грунта, окружающего сваю, по табл. 2.2; $E_b \cdot I_b$ – изгибная жесткость сваи, кН·м²; b_p – условная ширина сваи, м, принимаемая равной ($d + 1$ м) – для свай-оболочек и набивных свай, $d \geq 0,8$ м и ($1,5d + 0,5$ м) – для остальных свай (d – диаметр сваи или большая сторона ее сечения, м).

Таблица 2.1.

Значения коэффициента γ_b

Способ производства работ	γ_b
Бурение скважин и бетонирование без крепления стенок при положении горизонта грунтовых вод в период строительства ниже пяты свай	1
Крепление скважин и бетонирование с применением извлекаемых обсадных труб при отсутствии воды в скважине То же, при наличии воды в скважине	0,9 0,8
Бурение скважин и бетонирование под глинистым раствором (без обсадных труб)	0,7

Верхний конец сваи считается жестко защемленным или шарнирно опертым – в зависимости от конструктивного решения сопряжения сваи с ростверком.

Сваи фундаментов под колонны, сваи-столбы и т. п. могут испытывать совместное воздействие вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов (рис. 2.3). Статический расчет таких свай сводится к расчету упругого стержня, погруженного в линейно-упругую среду. Ниже приведены приближенные формулы для определения перемещения и угла поворота верха сваи, а также максимального изгибающего момента, используемые при $\bar{\ell} \geq 2,6$ для свай, не заделанных в скальный грунт, и $\bar{\ell} > 4$ для свай, заделанных или опирающихся на скальный грунт (здесь $\bar{\ell} = \alpha_E \cdot \ell$). Более общий способ расчета приведен в [3, 6, 7].

Таблица 2.2.

Значения коэффициента φ_1

Вид грунта, окружающего сваю, и его характеристика	φ_1 кН/м ⁴
Глины и суглинки текуче-пластичные ($0,75 < I_L \leq 1$)	4000..7000
Глины и суглинки мягко-пластичные ($0,5 < I_L \leq 0,75$), супеси пластичные ($0 \leq I_L \leq 1$), пески пылеватые ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	7000..12 000
Глины и суглинки тугопластичные и полутвердые ($0 \leq I_L < 0,5$), супеси твердые ($I_L < 0$), пески мелкие ($0,6 \leq e \leq 0,75$), пески средней крупности ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	12 000..18 000
Глины и суглинки твердые ($I_L < 0$), пески крупные ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	18 000..30 000
Пески гравелистые ($0,55 \leq e \leq 0,7$), гравий и галька с песчаным заполнителем	50 000..100 000

Примечания:

1. Меньшие значения φ_1 , в табл. 2.2 соответствуют большим из указанных в скобках значений I_L и e – коэффициента пористости, большие значения φ_1 – соответственно меньшим значениям I_L и e . Для грунтов с промежуточными значениями I_L и e коэффициент φ_1 определяют интерполяцией.

2. Коэффициент φ_1 для плотных песков принимают на 30 % выше, чем наибольшее значение φ_1 по табл. 2.2 для данного вида грунта.

3. Если консистенция глинистых грунтов дается не численно, а в виде наименования, а данные о коэффициенте пористости песков средней плотности не приводятся, φ_1 принимают равным среднему арифметическому из указанных в таблице пределов для данного вида грунта.

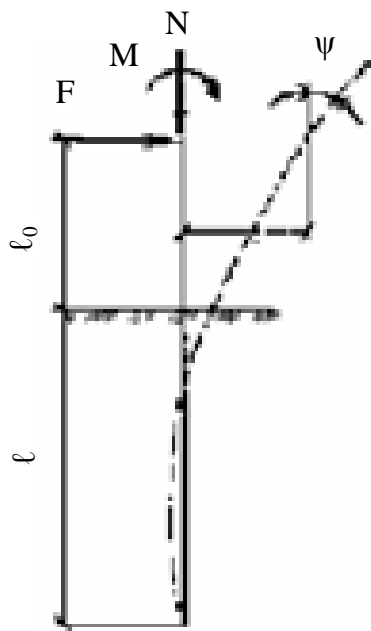


Рис. 2.3. Схема нагрузок на сваю.

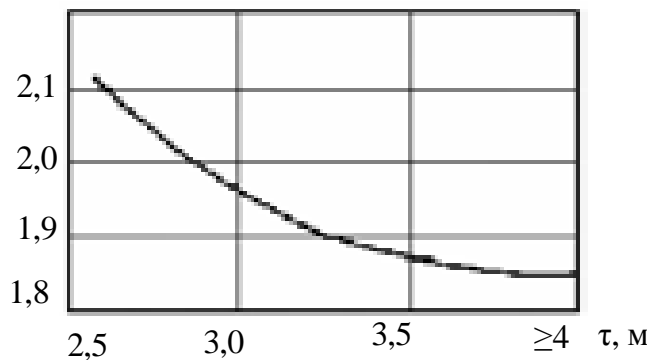


Рис. 2.4. График для определения коэффициента φ_4 при свободном опирании ростверка на сваю.

Указанные формулы имеют вид:

$$\Delta = \frac{F \cdot \ell_M^3}{3 \cdot E_b \cdot I_b} + \frac{M \cdot \ell_M^2}{2 \cdot E_b \cdot I_b}; \quad (2.3)$$

$$\psi = \frac{F \cdot \ell_M^2}{2 \cdot E_b \cdot I_b} + \frac{M \cdot \ell_M}{E_b \cdot I_b}; \quad (2.4)$$

$$M_{\max} = M_0 + F_0 \cdot (\varphi_2 / \alpha_\epsilon). \quad (2.5)$$

Если голова сваи жестко закреплена в ростверке, то

$$M_f = -\varphi_3 \cdot \frac{F \cdot \ell_M}{2}; \quad (2.6)$$

$$\Delta_h = \frac{F \cdot \ell_M^3}{12 \cdot E_b \cdot I_b}. \quad (2.7)$$

В формулах (2.3)...(2.7) M_{\max} – максимальный по длине сваи изгибающий момент; M_f – момент в заделке; ℓ_M – длина изгиба сваи

$$\ell_M = \ell_0 + (\varphi_4 / \alpha_\epsilon); \quad (2.8)$$

F_0 и M_0 – расчетные значения перерезывающей силы и момента в сечении сваи у поверхности грунта, принимаемые равными $F_0 = F$ и $M_0 = M + F \cdot \ell_0$.

Коэффициенты φ_2 и φ_3 определяют по табл. 2.3 и 2.4, коэффициент φ_4 при жестком закреплении сваи в ростверке – по табл. 2.5, а при свободном опирании – по графику, приведенному на рис. 2.4.

Таблица 2.3.

Значения коэффициента φ_2

$\bar{\ell}$	2,6	3,0	$\geq 3,5$
φ_2	0,65	0,70	0,75

Таблица 2.4.

Значения коэффициента φ_3

$\ell_0, \text{ м}$	φ_3 при $E_b \cdot I_b, \text{ кН} \cdot \text{м}^2$		
	$\leq 10^4$	10^5	$\geq 10^6$
0	0,83	0,83	0,83
1	0,93	0,90	0,88
2	0,97	0,94	0,92
3	0,98	0,96	0,94
5	0,99	0,98	0,97
10	1,0	1,0	1,0

Таблица 2.5

Значения коэффициента φ_4

$\bar{\ell}$	$E_b \cdot I_b, \text{ кН} \cdot \text{м}^2$	φ_4 при $\ell_0, \text{ м}$						
		0	1	2	3	5	10	15
2,6	$\leq 10^4$	2,35	2,15	2,05	2,0	1,95	1,95	–
	10^5	2,35	2,20	2,10	2,05	2,0	1,95	1,95
	$\geq 10^6$	2,35	2,25	2,15	2,10	2,05	2,0	1,95
2,8	$\leq 10^4$	2,3	2,10	2,0	1,95	1,90	1,85	–
	10^5	2,3	2,15	2,10	2,0	1,95	1,90	1,85
	$\geq 10^6$	2,3	2,20	2,15	2,10	2,0	1,95	1,90
3,0	$\leq 10^4$	2,25	2,05	1,95	1,90	1,85	1,80	–
	10^5	2,25	2,10	2,00	1,95	1,90	1,85	1,80
	$\geq 10^6$	2,25	2,15	2,10	2,0	1,95	1,85	1,85

3,5	$\leq 10^4$	2,25	2,05	1,95	1,90	1,85	1,80	–
	10^5	2,25	2,10	2,0	1,95	1,90	1,85	1,80
	$\geq 10^6$	2,25	2,15	2,05	2,0	1,95	1,85	1,85

Пример 2.1. Дано: свая кольцевого сечения с наружным диаметром $d = 0,6$ м и внутренним диаметром $d_1 = 0,4$ м погружена в мелкий песок на 8 м; голова сваи расположена на высоте 2 м от поверхности грунта. Начальный модуль упругости бетона сваи $2,9 \cdot 10^4$ МПа.

К голове сваи приложены внешние нагрузки, значения которых $N=300$ кН, $H = 40$ кН и $M = 20$ кН·м.

Требуется определить горизонтальное перемещение и угол поворота головы железобетонной сваи, а также значение наибольшего изгибающего момента, действующего на сваю.

Расчет. Определяем жесткость поперечного сечения сваи при изгибе. Момент инерции $I_b = 3,14 \cdot (0,6^4 - 0,4^4) / 64 = 5,1 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$; жесткость

$$E_b \cdot I_b = 2,9 \cdot 10^4 \cdot 5,1 \cdot 10^{-3} = 148 \text{ МН} \cdot \text{м}^2 = 148 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Условная ширина сваи $b_p = 1,5 \cdot 0,6 + 0,5 = 1,4$ м.

По табл. 2.2 для мелкого песка

$$\varphi_1 = (12\ 000 + 18\ 000) / 2 = 15\ 000 \text{ кН/м}^4.$$

Тогда

$$10^5 \cdot \varphi_1 \cdot b_p / (3 \cdot E_b \cdot I_b) = 10^5 \cdot 15\ 000 \cdot 1,4 / (3 \cdot 148 \cdot 10^3) = 4730 \text{ м}^{-5}; \quad \alpha_e = 0,543 \text{ м}^{-1}.$$

Приведенная глубина погружения сваи $\bar{\ell} = 0,543 \cdot 8 = 4,34$ м.

Поскольку голова сваи не зашцеplена в ростверке, для определения φ_4 используем график, показанный на рис. 2.2. При $\bar{\ell} = 4,34$ имеем $\varphi_4 = 1,85$. Тогда согласно формуле (2.8)

$$\ell_M = 2,0 + (1,85 / 0,543) = 5,41 \text{ м}.$$

По формулам (2.3) и (2.4):

$$\Delta = \frac{40 \cdot 5,41^3}{3 \cdot 148 \cdot 10^3} + \frac{20 \cdot 5,41^2}{2 \cdot 148 \cdot 10^3} = 162,42 \cdot 10^{-4} \text{ м};$$

$$\psi = \frac{40 \cdot 5,41^2}{2 \cdot 148 \cdot 10^3} + \frac{20 \cdot 5,41}{148 \cdot 10^3} = 46,86 \cdot 10^{-4} \text{ рад}.$$

При $\bar{\ell} = 4,34 > 3,5$ в соответствии с табл. 2.3 $\varphi_2 = 0,75$. Тогда $M_{\max} = 20 + 40 \cdot 2 + 40 \cdot (0,75 / 0,543) = 155 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Проверка прочности свай при различных сочетаниях нагрузок является довольно сложным и трудоемким процессом, поэтому для большинства типов забивных свай расчеты проводятся по специально составленным графикам.

Для проверки прочности свай при расчетных нагрузках, действующих в строительный и эксплуатационный периоды, составлены графики, приведенные:

- для забивных свай квадратного и полого сечения и свай-оболочек – в соответствующих ГОСТ 19804.1-79 – ГОСТ 19804.6-83;
- для забивных свай сечением 35x35 и 40x40 см с повышенным продольным армированием – на рис. 2.5;
- для буронабивных свай – на рис. 2.6.

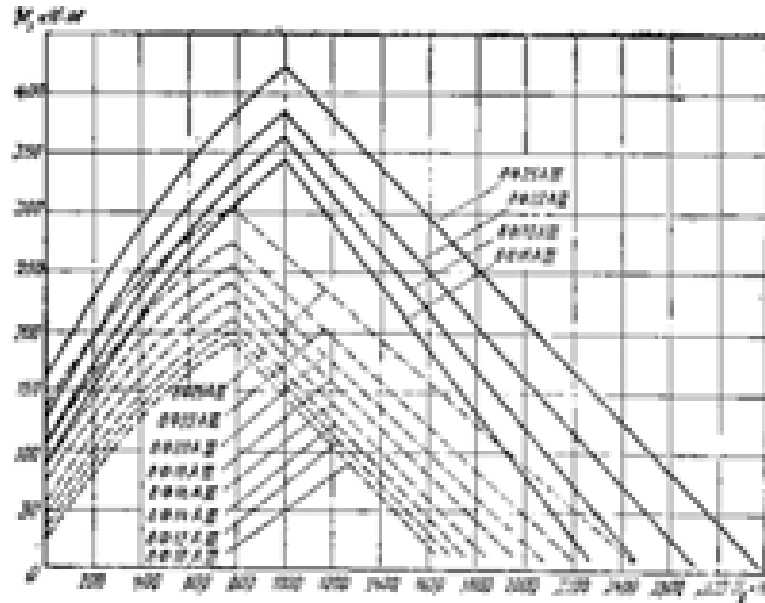


Рис. 2.5. К определению прочности материала свай сечением 35х35 см (пунктирные линии) и 40х40 см (сплошные линии) с повышенным продольным армированием

Все графики составлены без учета продольного изгиба свай из условия, что она полностью погружена в грунт.

Сваи квадратного сечения с увеличенным продольным армированием допускается принимать в безростверковых фундаментах, сваях-колоннах и при воздействии повышенных горизонтальных нагрузок.

Порядок пользования графиками следующий: находится точка пересечения расчетных значений изгибающего момента M и вдавливающей силы, действующей на сваю N_p , откладываемых на оси ординат и оси абсцисс; кривая сверху, ближайшая к точке пересечения, соответствует требуемому армированию свай.

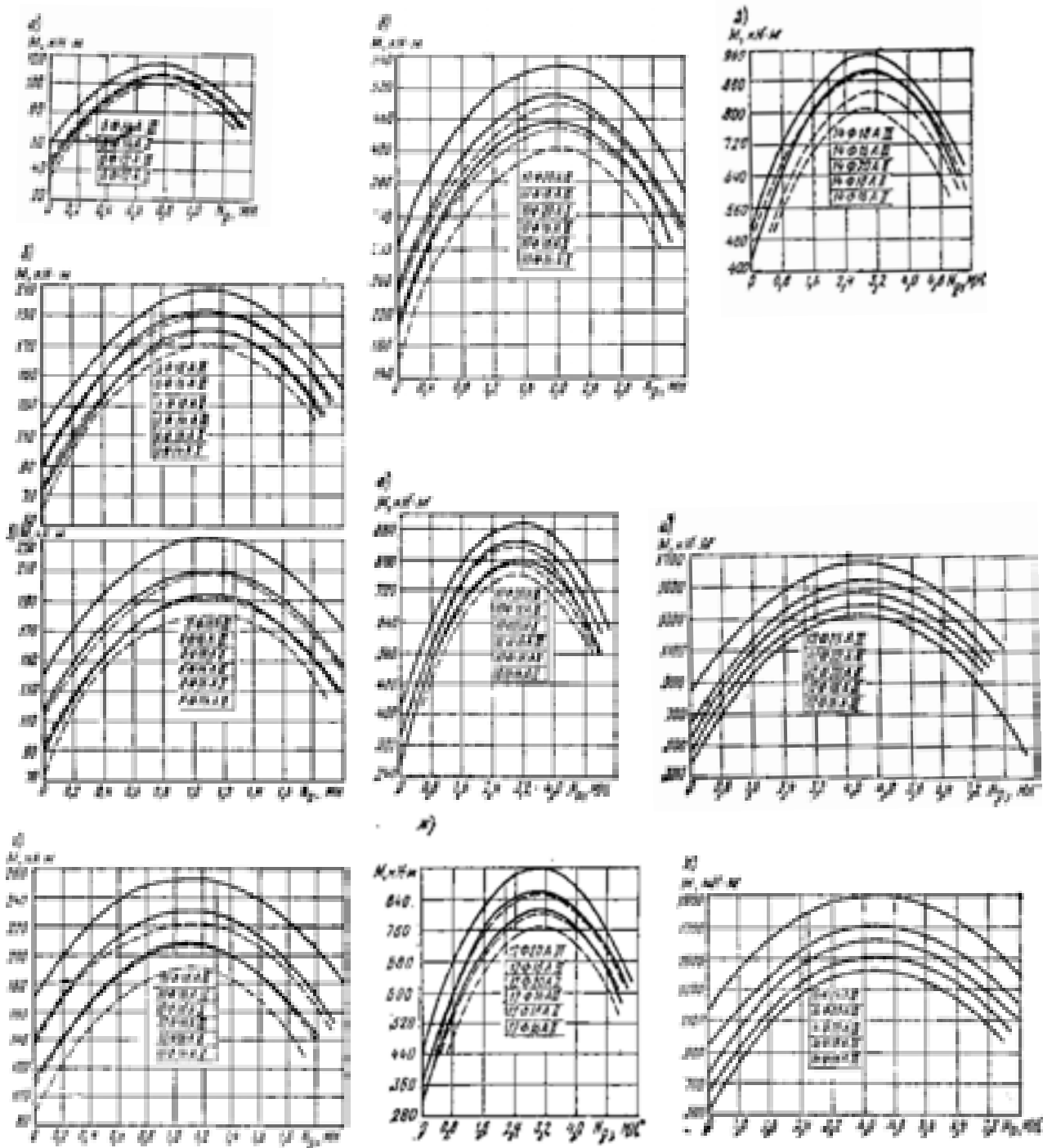


Рис. 2.6. К определению прочности материала буронабивных свай, изготавливаемых сухим способом из бетона марки М200, различным диаметром: а – 500 мм; б – 600 мм с 6 стержнями; в – 600 мм с 8 стержнями; г – 600 мм с 10 стержнями; д – 800 мм с 10 стержнями; е – 1000 мм с 10 стержнями; ж – 1000 мм с 12 стержнями; з – 1000 мм с 14 стержнями; и – 1200 мм с 12 стержнями; к – 1200 мм с 16 стержнями.

Проверка составных свай серии 1.011.1-7 по прочности и раскрытию трещин производится по чертежам прил. 2 к ГОСТ 19804.1-79 при продольном армировании верхнего звена. Определенная по графикам прочность материала составных свай должна снижаться на 20 % на каждый стык.

Весьма тяжелые условия создаются для свай в процессе их забивки. Наибольшие

местные напряжения возникают у концов свай. С учетом этого поперечную арматуру в виде хомутов или спирали располагают на более близких расстояниях к концам свай, чем в середине. Голову сваи усиливают косвенной арматурой в виде сеток. Острые сваи усиливают обоймой, а в труднопроходимых грунтах – башмаком.

2.2. Расчет свай по грунтовым условиям

2.2.1. Общие положения

Расчет и проектирование свайных фундаментов и их оснований производят в соответствии с действующими нормативами проектирования СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты», СП 50-102-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов» и [11,22,38].

Нормы рекомендуют производить расчет свайных фундаментов их оснований по предельным состояниям двух групп.

По первой группе:

- по несущей способности оснований свай и свайных фундаментов;
- по устойчивости основания в целом (если на него передаются горизонтальные нагрузки или сооружение расположено на откосе).

По второй группе:

- по деформациям оснований свайных фундаментов (проверка по давлению и расчет осадок).

Расчет свайного фундамента рекомендуется начинать с составления расчетной схемы с изображением геологического разреза с отметками слоев, с указанием консистенции глинистых грунтов, плотности песков, уровня подземных вод, угла внутреннего трения и модуля деформации грунтов. На грунтовой колонке (геологический разрез) размещают сваю и указывают отметки острия сваи и подошвы ростверка (Рис. 2.9).

Сваи по несущей способности грунтов основания проверяют из условия:

$$N_{01} \leq F_d / \gamma_k, \quad (2.9)$$

где N_{01} – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю от наиболее невыгодного сочетания расчетных нагрузок, действующих на фундамент;

F_d – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи;

γ_k – коэффициент надежности, принимаемый в соответствии с указаниями [1, 4] ($\gamma_k = 1,4$ при определении F_d расчетом).

Основной расчет свай и свайных фундаментов по деформациям производится исходя из условия:

$$S \leq S_u, \quad (2.10)$$

где S – расчетная величина деформации;

S_u – предельное значение деформации основания сваи, свайного фундамента, принимаемое по таблице приложения 4[2], приложение Е [5].

Также должны выполняться условия: $P_{ср.} \leq R$ и $P_{max} \leq 1,2 \cdot R$,

где $P_{ср}$ – среднее давление на грунт под подошвой условного фундамента;

P_{max} – максимальное давление на грунт под подошвой условного фундамента;

R – расчетное сопротивление грунта на уровне подошвы условного фундамента [2, 5].

2.2.2. Исходные данные для проектирования:

- геологический разрез по оси фундамента с указанием мощностей слоев грунта и абсолютных отметок уровней: естественного рельефа, планировки и грунтовых и

подземных вод;

- расчетные значения характеристик грунта;
- невыгодные сочетания нагрузок, передаваемых на верхний обрез фундамента.

2.2.3. Последовательность расчета и проектирования

Расчет и проектирование свайных фундаментов их оснований производят в соответствии с действующими нормами проектирования СНиПа 2.02.03-85 «Свайные фундаменты», СП 50-102-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов» и [11, 22, 38].

Рекомендуется следующая последовательность выполнения отдельных этапов расчета и проектирования свайных фундаментов:

- оценка инженерно-геологических условий площадки строительства. [16, 22, 27];
- определение расчетных нагрузок на фундамент [16, 22];
- выбор типа свайного фундамента [11, 22, 38];
- определение глубины заложения ростверка [11];
- выбор предварительных размеров сваи и оценка условий работы ее в грунте [1, 4, 11];
- определение несущей способности сваи по грунту [16, 22];
- определение числа свай в фундаменте и размещение их в плане ростверка [11, 22, 38];
- расчет свайных фундаментов и их оснований по деформациям [1, 16, 38];
- уточнение конструкции фундамента по результатам расчета.

2.2.4. Определение глубины заложения ростверка

Глубина заложения подошвы свайного ростверка назначается от планировочной отметки в зависимости от следующих факторов: наличия подвалов и подземных коммуникаций, возможности пучения грунтов при промерзании, глубины заложения фундамента примыкающих сооружений, размера ростверка и не зависит от геологических условий.

В жилых и общественных зданиях при отсутствии подполья верх ростверка должен быть на 0,1 – 0,15 м ниже планировочной отметки. При этом в глинистых грунтах под ростверком наружных стен устраивается подсыпка из щебня, шлака или крупнозернистого песка толщиной не менее 0,2 м (0,1 м под ростверки внутренних стен), а в песчаных грунтах ростверк укладывается по слою щебня, шлака или тощего бетона толщиной не менее 0,1 м.

В зданиях с подвалом, примыкающими технологическими каналами или прямыми глубина заложения подошвы ростверка назначается с таким расчетом, чтобы отметка низа ростверка располагалась на 0,3–0,5 м ниже отметки пола подвала, примыкающих заглубленных помещений и коммуникаций, а при отсутствии вблизи ростверков заглубленных помещений верх ростверка назначается от уровня планировочной отметки.

В пучинистых грунтах при назначении глубины заложения ростверка следует учитывать глубину промерзания грунтов так же, как для фундаментов мелкого заложения [2, 5].

При заложении ростверка в пределах глубины промерзания под ним следует устраивать воздушный зазор величиной не менее 0,2 м.

Высота ростверка назначается согласно расчету на продавливание в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций. Обычно по

конструктивным соображениям высота ростверка $h_p \geq h_0 + 0,25\text{м}$, но не менее 30 см (h_0 – значение заделки сваи в ростверк, принимаемое не менее 5 см).

2.2.5. Выбор типа свайного фундамента

Тип сваи для свайного фундамента выбирается в зависимости от грунтовых условий, величины передаваемой нагрузки и исходя из конструктивных особенностей сооружения.

Забивные сваи применяются в различных грунтовых условиях с опиранием нижних концов на любые грунты, за исключением торфов, илов, глинистых грунтов текучей консистенции и других видов сильносжимаемых грунтов.

Буронабивные сваи применяются при больших сосредоточенных нагрузках, на площадках со сложными геологическими и стесненными условиями строительства, где невозможно производить забивку или вибропогружение свай.

Армированные или неармированные сваи сооружаются с диаметром ствола 400–1700 мм. Для повышения несущей способности сваи в ее нижней части устраивается уширенная пятка. Отношение диаметра пяты D к диаметру ствола d должно удовлетворять условию

$$2 \leq D/d \leq 3,5.$$

Основные данные о железобетонных забивных и буронабивных сваях, а также конструктивные решения свайных фундаментов под жилые здания и промышленные сооружения рассмотрены в предыдущей главе.

2.2.6. Выбор предварительных размеров сваи и оценка условий ее работы в грунтовом массиве

Длина и сечение свай назначаются в зависимости от грунтовых условий и величины нагрузок, передаваемых на основание.

Поперечное сечение сваи принимается в зависимости от ее длины, большая гибкость сваи может привести к искривлению ствола сваи по мере погружения.

Длина сваи ℓ назначается исходя из инженерно-геологических условий, от подошвы ростверка до начала заострения, т.е. без учета длины острия $\ell_{\text{остр}} \approx d$ (где d – сторона сечения сваи).

Сваи должны прорезать слабые грунты и заглубляться в малосжимаемые грунты на величину:

- в крупнообломочные грунты, крупные и средней крупности пески, а также глинистые грунты с показателем текучести (консистенции) $I_L \leq 0,1$ – не менее 0,5 м;
- в прочие виды нескальных грунтов – не менее 1 м.

При наличии слоя погребенного торфа нижний конец сваи должен быть заглублен не менее чем на 2 м ниже этого слоя.

Сваи, опирающиеся на сжимаемые грунты, называютсяисячими. Предварительная длинаисячей сваи назначается, исходя из указанных выше требований, в пределах 6–10 м, сечение 30×30 см (диаметр 30 см) и затем уточняется после расчета ее несущей способности и определения количества свай в ростверке.

Практически выбор длины сваи осуществляется следующим образом. На геологическом разрезе от планировочной отметки откладывается глубина заложения ростверка, а затем, исходя из грунтовой обстановки и указанных выше требований, выбирается стандартная длина сваи и учитывается, что голова сваи заделывается в ростверк при шарнирном соединении на величину 5 см, а при жестком соединении на 30 см (из них на

25 см оголяется арматура).

2.2.7. Определение несущей способности свай

Расчетная схема работы висячей сваи в грунте представляется следующим образом. Силы трения по боковой поверхности суммируются по длине сваи и передаются на нижележащие грунты. В этой же плоскости создается напряжение в грунте за счет передачи продольного усилия на торец сваи. Таким образом, вокруг сваи образуется напряженный массив грунта, ограниченный с боков пирамидой, а по торцу – выпуклой криволинейной поверхностью. При этом $\alpha_{\text{ср}}$ – осредненное значение из величин углов внутреннего трения, который проходит свая (рис. 2.7, а).

Несущая способность одиночной сваи и сваи, входящей в свайный фундамент, различна.

При загрузке свайного куста конусообразные объемные эпюры пересекаются, и при некотором расстоянии a между осями свай суммарная эпюра напряжений в плоскости их нижних концов может быть представлена в разрезе в виде сложной фигуры (рис. 2.7, б), у которой максимальное напряжение существенно превышает напряжение, возникающее при загрузке одиночной сваи. Вследствие большей площади загрузки в плоскости нижних концов свай в кусте и большей интенсивности давления следует ожидать большую осадку свайного куста по сравнению с осадкой одиночной сваи. В связи с этим максимальное сближение свай в кусте ограничивают, принимая расстояние между осями a не менее $3 \cdot d$ (здесь d – диаметр свай). При расстоянии между сваями до $6 \cdot d$ грунт между сваями находится в уплотненном состоянии и включается в работу совместно со сваями.

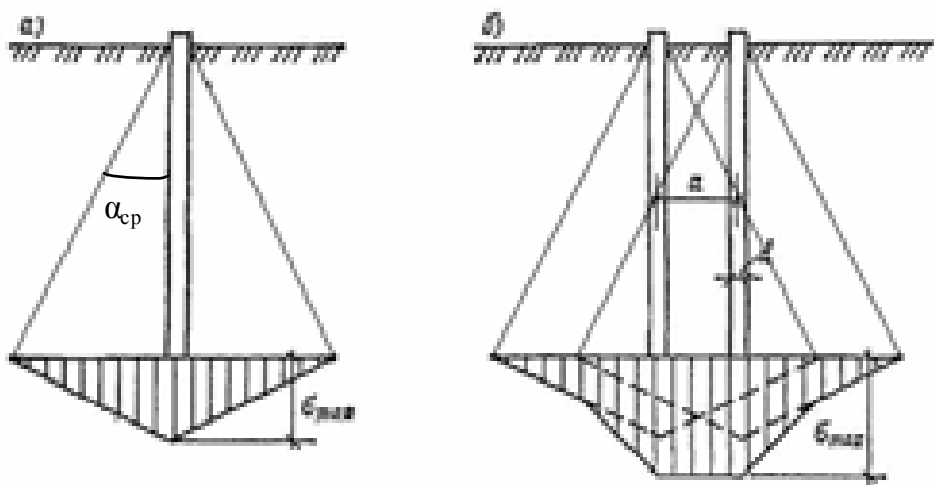


Рис. 2.7. Эпюры давлений в плоскости, проходящей через нижние концы свай

Несущая способность свай определяется в соответствии с требованиями СНиП 2.02.03–85 «Свайные фундаменты» и СП 50-102-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов».

2.2.7.1. Сваи стойки

Несущую способность F_d , кН, забивной сваи, свай-оболочки, набивной и буровой свай, опирающихся на скальный грунт, а также забивной сваи, опирающейся на малосжимаемый грунт, следует определять по формуле

$$F_d = \gamma_c RA, \quad (2.11)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c=1,0$;

A – площадь опирания на грунт сваи, m^2 , принимаемая для свай сплошного сечения равной площади поперечного сечения, а для свай полых круглого сечения и свай-оболочек – равной площади поперечного сечения нетто при отсутствии заполнения их полости бетоном и равной площади поперечного сечения брутто при заполнении этой полости бетоном на высоту не менее трех ее диаметров.

Расчетное сопротивление грунта R под нижним концом сваи-стойки, кПа, следует принимать:

➤ для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты, $R = 20\,000$ кПа;

➤ для набивных и буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном и заделанных в невыветрелый скальный грунт (без слабых прослоек), не менее чем на 0,5 м, по формуле

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \cdot \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right) \quad (2.12)$$

где $R_{c,n}$ – нормативное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа.

γ_g – коэффициент надежности по грунту, принимаемый $\gamma_g=1,4$;

l_d – расчетная глубина заделки набивной и буровой свай и свай оболочки в скальный грунт, м;

d_f – наружный диаметр заделанной в скальный грунт части набивной и буровой свай и свай-оболочки, м.

Пример 2.2. Определить несущую способность забивной квадратной сваи-стойки длиной 5 м, сечением 35х35 см, опирающейся на скальный грунт.

Решение. Несущая способность сваи-стойки по грунту F_d определяется по формуле (2.11). Для забивной сваи-стойки $\gamma_c = 1,0$, $R = 20000$ кПа, $A = 0,35 \cdot 0,35 = 0,1225$ m^2 , $F_d = 1 \cdot 20000 \cdot 0,1225 = 2450$ кН.

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю с коэффициентом надежности $\gamma_k=1,4$, будет:
 $N \leq F_d / \gamma_k = 2450 / 1,4 = 1750$ кН.

Пример 2.3. Определить несущую способность набивной сваи диаметром $d_f = 0,6$ м, заделанной в скальный грунт на глубину $l_d = 0,7$ м, $R_{c,n} = 3500$ кПа.

Решение. Расчетное сопротивление грунта R под нижним концом сваи-стойки определяем по формуле (2.12)

$$R = (3500 / 1,4) \cdot (0,7 / 0,6 + 1,5) = 7325 \text{ кПа.}$$

Площадь опирания сваи на грунт при $d=0,5$, $A=0,2827$ m^2 .

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A = 1 \cdot 7325 \cdot 0,2827 = 2070,8 \text{ кН.}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на одиночную сваю, определяется по формуле (2.9)

$$N \leq F_d / \gamma_k = 2070,8 / 1,4 = 1479,1 \text{ кН.}$$

2.2.7.2. Висячие забивные сваи

Несущую способность F_d [кН] висячей забивной сваи, погружаемой без выемки грунта, работающей на сжимающую нагрузку, следует определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} f_i \cdot h_i), \quad (2.13)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c=1,0$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по таблице 1 приложения 1;

A – площадь опирания на грунт сваи, m^2 , принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру, m^2 ;

u – наружный периметр поперечного сечения сваи, $u=1,2$ м;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 2 приложения 1;

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.

При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай f_i пласты грунтов необходимо расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м;

γ_{cr}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и по боковой поверхности сваи, зависящие от способа ее погружения, определяемые по таблице 3 приложения 1.

Пример 2.4. Определить длину и рассчитать несущую способность забивной призматической сваи для геологических условий, приведенных на рис. 2.9.

Решение. По грунтовым условиям сваю целесообразно заглубить в третий слой (песок средней крупности), т. к. вышележащие слои (супесь пластичная и суглинок текучепластичный) характеризуются низким сопротивлением грунта.

Минимальная длина сваи ℓ должна быть

$$\ell = 0,1 + 0,3 + 2,0 + 4,0 + 1,0 = 7,4 \text{ м},$$

где 0,1 – заделка сваи в ростверк, м;

0,3, 2,0 и 1,0 – толщины грунтовых слоев, м;

1,0 – минимальное заглубление сваи в несущий слой, м.

Принимаем сваю С8–30 (длина сваи 8 м, сечение 30×30 см), длина острия 0,25 м.

Несущая способность забивной вишечной сваи определяется по формуле (2.13). Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи для песков средней плотности определяется по табл.1 приложения 1 при расчетной глубине погружения нижнего конца сваи $\ell=8,45$ м. Интерполируя между значениями R при глубине погружения 7 м и 10 м, получим $R=3845$ кПа.

Коэффициенты $\gamma_c=1,0$, $\gamma_{cr}=1,0$, $\gamma_{cf}=1,0$ (при погружении сваи дизель-молотом по таблице 3 приложения 1).

Площадь опирания сваи на грунт $A=0,3 \cdot 0,3=0,09 \text{ м}^2$. Наружный периметр поперечного сечения свай $u=0,3 \cdot 4=1,2$ м.

Расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи f_i определяется в зависимости от средней глубины расположения слоя z и консистенции грунта (показателя текучести) I_L по табл.2 приложения 1.

Для этого каждый слой (пласт) грунта делим на слои высотой не более 2 м и определяем расстояние от природного рельефа NL до середины рассматриваемого слоя.

Под подошвой ростверка залегает супесь пластичная мощностью 2 м.

Следующий пласт–суглинок текучепластичный мощностью 4 м. Согласно вышеизложенному, разбиваем этот пласт на два слоя по 2 м.

При определении расчетного сопротивления на боковой поверхности забивных свай по табл.2 приложения 2 необходимо обращать внимание на примечания к этой таблице.

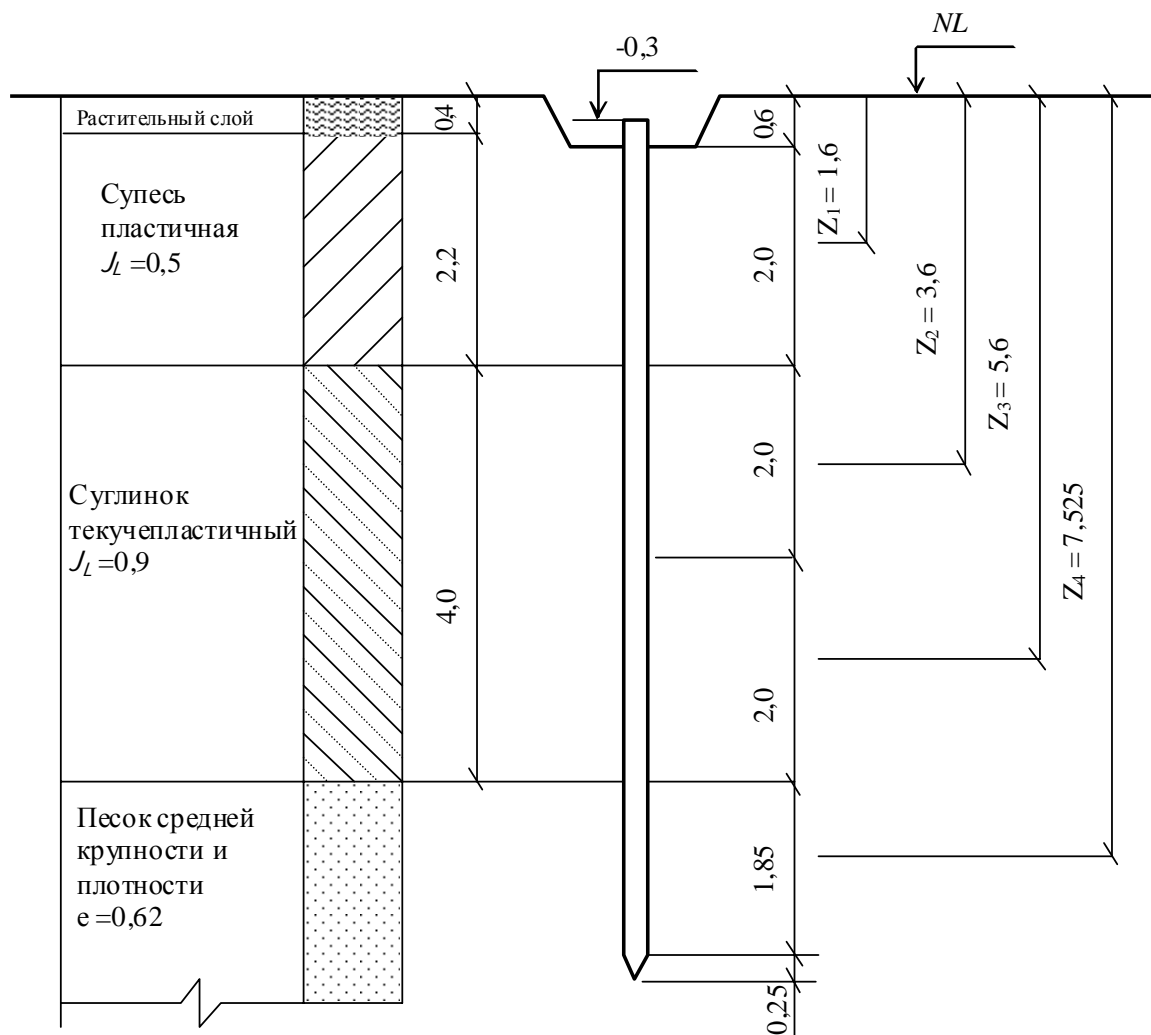


Рис. 2.9 к примеру 2.4

Сопротивление трению по боковой поверхности сваи f_1 в пластичной супеси ($I_L=0,5$) на глубине

$$z_1=0,6+2/2=1,6 \text{ м} \quad f_1=15 \text{ кПа.}$$

Сопротивление трению f_2 в суглинке текучепластичном на глубине

$$z_2=0,6+2+2/2=3,6 \text{ м} \quad f_2=7 \text{ кПа,}$$

а на глубине

$$z_3=0,6+2+2+2/2=5,6 \text{ м} \quad f_3=7 \text{ кПа.}$$

Сопротивление трению f_4 в песке средней крупности и плотности на глубине

$$z_4=0,6+2+2+2+1,85/2=7,525 \text{ м} \quad f_4=61 \text{ кПа.}$$

Несущая способность сваи

$$F_d=1 \cdot [1 \cdot 3845 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot \Sigma (15 \cdot 2 + 7 \cdot 2 + 7 \cdot 2 + 61 \cdot 1,85)] = 346,05 + 205,02 = 551,1 \text{ кН.}$$

2.2.7.3 Висячие набивные сваи

Несущая способность F_d , кН, набивной и буровой свай с уширением и без уширения, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять в соответствии с [1, 4] по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} f_i \cdot h_i), \quad (2.14)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи, принимаемый при опирании сваи на

глинистые грунты со степенью влажности $S_r < 0,8$ и лессовидные грунты $\gamma_c = 0,8$, в остальных случаях $\gamma_c = 1$;

γ_{cr} – коэффициент условий работы грунта под нижним концом набивной сваи, равный $\gamma_{cr} = 1,0$; для свай с уширенной пятой, бетонируемой подводным способом, $\gamma_{cr} = 0,9$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи следует принимать:

а) для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем и песков в основании набивной и буровой свай с уширением и без уширения, свай-оболочки, погружаемой с полным удалением грунтового ядра, – по формуле $R = 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma'_1 d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1 h)$, а свай-оболочки, погружаемой с сохранением грунтового ядра из указанных грунтов на высоту 0,5 м и более, – по формуле $R = \alpha_4(\alpha_1\gamma'_1 d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1 h)$.

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 5 приложения 1 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта основания;

γ'_1 – расчетное значение удельного веса грунта, кН/м^3 , в основании сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды);

γ_1 – осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, кН/м^3 , расположенных выше нижнего конца сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды);

d – диаметр, м, набивной и буровой свай, диаметр уширения (для свай с уширением), свай-оболочки или диаметр скважины для свай-столба, омоноличенного в грунте цементно-песчаным раствором;

h – глубина заложения, м, нижнего конца сваи или ее уширения, отсчитываемая от природного рельефа или уровня планировки (при планировке срезкой), для опор мостов – от дна водоема после его общего размыва при расчетном паводке.

б) для глинистых грунтов в основании – по таблице 6 приложения 1.

Расчетное сопротивление R , кПа , грунта под нижним концом свай-оболочки, погружаемой без удаления грунта или с сохранением грунтового ядра высотой не менее трех диаметров оболочки на последнем этапе ее погружения и не заполняемой бетоном (при условии, что грунтовое ядро образовано из грунта, имеющего те же характеристики, что и грунт, принятый за основание конца свай-оболочки), следует принимать по таблице 1 приложения 1 с коэффициентом условий работы грунта, учитывающим способ погружения свай-оболочек в соответствии с таблицы 4 приложения 1, при этом расчетное сопротивление в указанном случае относится к площади поперечного сечения свай-оболочки нетто;

A – площадь опирания сваи, м^2 ;

u – периметр ствола сваи, м;

γ_{cf} – коэффициент условий работы грунта, принимаемый по таблице 4 приложения 1 в зависимости от способа изготовления ствола и скважины и вида грунта;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности набивной сваи, кПа , принимаемое по табл. 2 приложения 1;

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося со свайей, м.

Пример 2.5. Определить несущую способность буронабивной сваи длиной 7 м; диаметром 1 м. Геологические условия приведены на рис. 2.10.

Несущая способность буронабивной сваи по грунту определяется по формуле (2.6). Коэффициенты $\gamma_c = \gamma_{cr} = 1,0$. Свая нижним концом опирается на песок средней крупности и плотности, поэтому расчетное сопротивление R определяется по формуле

$$R = 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma'_1 d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1 h); \quad (2.15)$$

$$\alpha_1, \alpha_2,$$

где α_3, α_4 – безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл.5 приложения 1, в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта основания $\alpha_1=71,3$ при $\varphi=35^\circ$,

$\alpha_2=127$; при $h/d=8/1=8$ (h – глубина заложения, м, нижнего конца сваи или ее уширения, отсчитываемое от природного рельефа или уровня планировки (при планировке срезкой), d – диаметр сваи);

$$\alpha_3=0,764; \text{ при } d=1;$$

$$\alpha_4=0,237;$$

γ'_1 – расчетное значение удельного веса грунта, кН/м^3 , в основании сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды) $\gamma'_1=16,0 \text{ кН/м}^3$;

γ_1 – осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, кН/м^3 , расположенных выше нижнего конца сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды)

$$\gamma_1 = (19 \cdot 3 + 18 \cdot 4 + 16 \cdot 1) / (3 + 4 + 1) = 18,1 \text{ кН/м}^3;$$

d – диаметр, м, набивной и буровой свай, диаметр уширения (для свай с уширением), сваи-оболочки или диаметр скважины для свай-столба, омоноличенного в грунте цементно-песчаным раствором;

h – глубина заложения, м, нижнего конца сваи или ее уширения, отсчитываемая от природного рельефа или уровня планировки (при планировке срезкой).

По формуле (2.15)

$$R = 0,75 \cdot 0,237 \cdot (71,3 \cdot 16,8 \cdot 1 + 127 \cdot 0,764 \cdot 18,1 \cdot 8) = 2404,75 \text{ кН/м}^2.$$

Площадь опирания сваи на грунт

$$A = \pi \cdot d^2 / 4 = 3,14 \cdot 1^2 / 4 = 0,785 \text{ м}^2.$$

Периметр сваи $u = 2 \cdot \pi \cdot r = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,5 = 3,14 \text{ м}$.

формуле (2.14).

γ_c – коэффициент условий работы сваи равен $\gamma_c = 1,0$;

γ_{cr} – коэффициент условий работы для сваи с уширением, бетонируемым подводным способом, равен $\gamma_{cr} = 0,9$;

R – расчетное сопротивление под нижним концом сваи принимаем в глинистых грунтах по табл.6 приложения 1, при $h=10$ м и $I_L=0,5$ $R=700$ кПа;

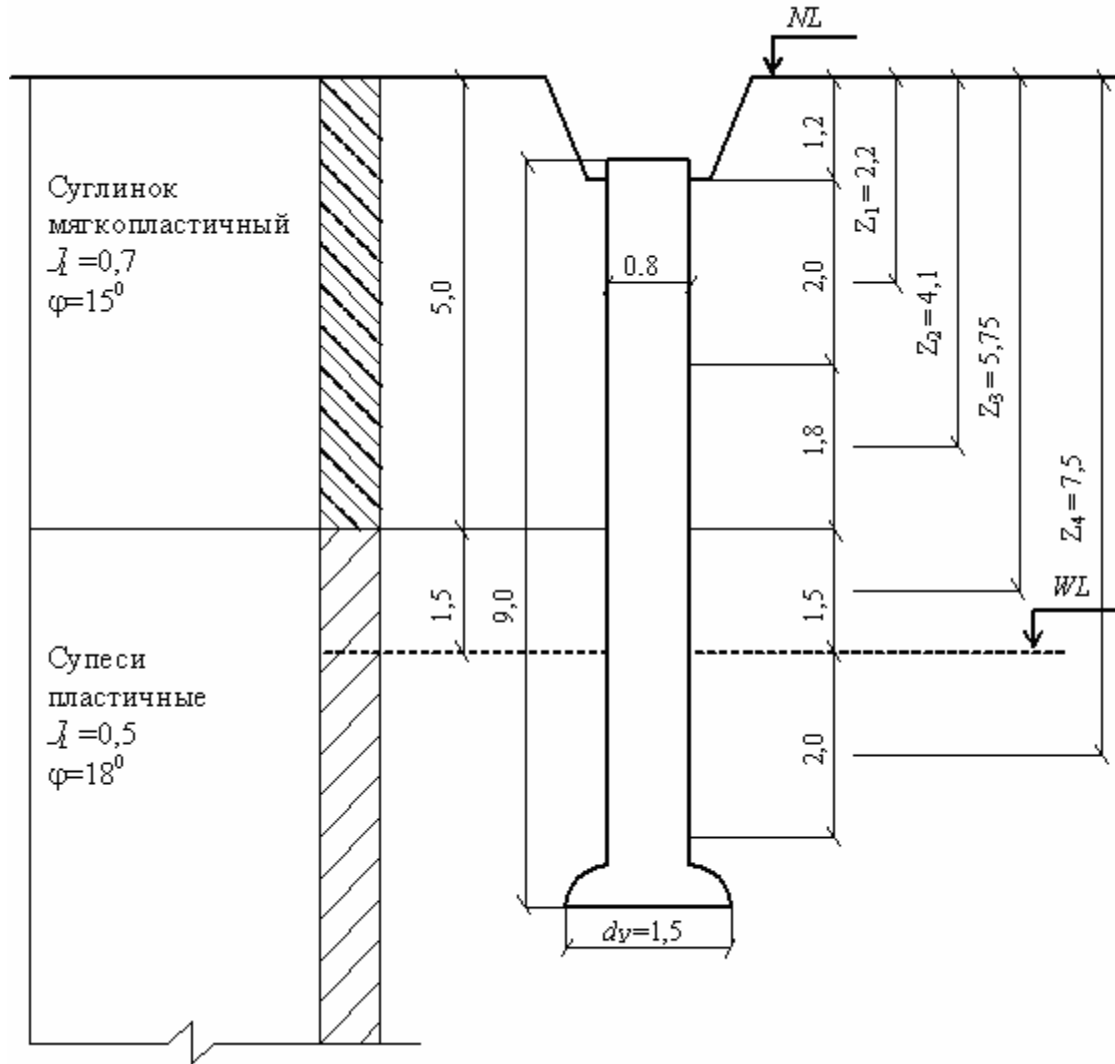


Рис. 2.11 к примеру 2.6

A – площадь опирания при $d_y = 1,5$ м,

$$A = 3,14 \cdot 1,5^2 / 4 = 1,77 \text{ м}^2;$$

u – периметр ствола сваи при $d = 0,8$ м,

$$u = 2 \cdot \pi \cdot r = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,4 = 2,51 \text{ м};$$

γ_{cf} – коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности свай, принимаем:

для суглинка – $\gamma_{cf} = 0,7$;

для супеси:

выше WL – $\gamma_{cf} = 0,7$;

ниже WL – $\gamma_{cf} = 0,6$.

Для определения сопротивления грунта по боковой поверхности разбиваем ствол сваи по длине на слои (в пределах однородного слоя грунта) мощностью 2 м (Рис. 2.11).

при $z_1 = 2,2$ м, $I_L = 0,7$, $f_1 = 7,2$ кПа;

при $z_2 = 4,1$ м, $I_L = 0,7$, $f_2 = 9,1$ кПа;

при $z_3=5,75\text{м}$, $I_L=0,5$, $f_3=24,7\text{кПа}$;

при $z_4=7,5\text{ м}$, $I_L=0,5$, $f_4=25,7\text{кПа}$.

Несущая способность свай

$$F_d = 1[0,9 \cdot 700 \cdot 1,77 + 2,51 \cdot (0,7 \cdot 7,2 \cdot 2 + 0,7 \cdot 9,1 \cdot 1,8 + 0,7 \cdot 24,7 \cdot 1,5 + 0,6 \cdot 25,7 \cdot 2)] = 1311,98 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю

$$N \leq F_d / \gamma_k = 1311,98 / 1,4 = 937,1 \text{ кН}.$$

2.2.7.4 Определение несущей способности свай по результатам полевых испытаний.

Несущая способность свай, полученная расчетом, часто оказывается ниже фактической, найденной по испытаниям. Данное обстоятельство объясняется тем, что в расчетах используются осредненные табличные значения, что является приближенным.

Для определения истинной (фактической) несущей способности свай рекомендуется проводить испытания свай непосредственно на площадке строительства.

В этом случае несущая способность свай определяется по результатам полевых испытаний динамической или статической нагрузкой, а также статического зондирования.

Динамический способ заключается в нахождении несущей способности свай по величине отказа при забивке ее на глубину, близкую к проектной.

В формулу для расчета несущей способности входят параметры оборудования, используемого для погружения испытываемой свай, – энергия падающего молота, вес наголовника и др. Грунт характеризуется только величиной отказа. Чтобы найти величину предельной нагрузки на сваю, рассчитанную по результатам динамических испытаний, ее делят на коэффициент надежности, равный 1,4.

Статический метод испытания свай заключается в том, что к забитой на заданную глубину свае ступенями прикладывается нагрузка, чаще всего создаваемая домкратом, и выжидается стабилизация осадки при данной ступени нагрузки, после чего прикладывается следующая ступень нагрузки. Ступени составляют обычно 1/10-1/15 ожидаемой величины предельной нагрузки. После этого строится график зависимости осадки от нагрузки, причем за предельную принимается нагрузка, вызывающая 20 % осадки от предельной для проектируемого здания или сооружения. Эта нагрузка делится на коэффициент надежности, равный 1,2.

Статическое зондирование представляет собой вдавливание грунт штанги с конусом стандартного размера (диаметр его основания 36 мм, угол заострения 60°). Измеряется вдавливающее усилие в зависимости от глубины и с помощью переходных формул находится несущая способность свай.

Порядок и схемы испытания подробно изложены в соответствующих нормативах и [1, 4, 11, 38].

2.2.8. Определение числа свай и размещение их в плане ростверка

Ориентировочно количество свай в кусте определяется по формуле

$$n = \frac{N_{01}}{F_d / \gamma_k - A' \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}, \quad (2.16)$$

где γ_k – коэффициент надежности, $\gamma_k = 0,8 \div 1,4$ (при определении несущей способности свай расчетом $\gamma_k = 1,4$);

N_{01} – расчетная нагрузка, передаваемая на фундамент, кН;

F_d – несущая способность свай, кН;

A' – площадь ростверка, приходящаяся на одну сваю, принимаемая равной $0,9 \div 1,2 \text{ м}^2$;

γ_k – усредненный удельный вес ростверка и грунта на его уступах, принимаемый равным 20 кН/м^3 .

Если количество свай в кусте n , рассчитанное по формуле (2.16), не превышает 8–10 шт., то проектируют ростверк. Если же n больше 10, то необходимо увеличить сечение сваи или их длину. При этом длину забивных свай не следует принимать более 10–12 м в связи со сложностью забивки их на большую глубину.

Минимальное расстояние, a между осями висячих свай должно быть $a \geq 3d$, где d – диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи. Для свай стоек $a \geq 1,5d$.

Расстояние в свету между стволами буровых, набивных свай и свай столбов должно быть не менее 1 м.

Расстояние в свету между уширениями при устройстве их в твердых и полутвердых пылевато-глинистых грунтах – 0,5 м, в других нескальных грунтах – 1 м.

Ориентировочно расстояние от края ростверка до внешней стороны вертикально нагруженной сваи при свободной заделке ее в ростверк принимается при размещении свай: однорядном – не менее $0,2d+5 \text{ см}$; двух- и трехрядном $0,3d+5 \text{ см}$ и при большем количестве рядов $0,4d+5 \text{ см}$. По конструктивным соображениям высота ростверка должна быть равна $h_0+0,25 \text{ м}$, но не менее 0,3 м (h_0 – величина заделки сваи, м).

Количество свай на погонный метр ленточного фундамента определяется по формуле

$$n = \frac{N_{0I}}{F_d / \gamma_k - A' \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}, \quad (2.17)$$

где γ_k – коэффициент надежности, $\gamma_k = 0,8 \div 1,4$ (при определении несущей способности сваи расчетом $\gamma_k = 1,4$;

N_{0I} – расчетная нагрузка на 1 м погонный стены, кН;

F_d – несущая способность сваи, кН;

A' – площадь ростверка, приходящаяся на одну сваю, принимаемая равной $0,9 \div 1,2 \text{ м}^2$;

γ_k – усредненный удельный вес ростверка и грунта на его уступах, принимаемый равным 20 кН/м^3 .

Шаг свай в ленточном ростверке определяется по формуле

$$\ell_{ш} = \frac{F_d / \gamma_k - A' \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}{N_{0I}}.$$

После определения размеров ростверка уточняют фактическую нагрузку на сваю и при необходимости корректируют параметры свайного фундамента.

При этом должны соблюдаться условия:

при центральном нагружении

$$N_{\Phi} = N_d / n \leq F_d / \gamma_k \quad (2.18)$$

и при внецентренном нагружении,

$$N_{\Phi} = N_d / n \pm M_x \cdot y / \sum y_i^2 \pm M_y \cdot x / \sum x_i^2 \leq 1,2 \cdot F_d / \gamma_k \quad (2.19)$$

где N_d – суммарная расчетная нагрузка на уровне низа фундамента, кН,

$$N_d = N_p + G_p + G_r; \quad (2.20)$$

N_d – нагрузка на уровне обреза фундамента, кН;

G_p – вес ростверка, кН;

G_r – вес грунта на уступах ростверка, кН;

n – количество свай;

F_d – несущая способность сваи, кН;

M_x, M_y – моменты относительно осей X и Y плана свай в плоскости подошвы свайного ростверка;

x_i, y_i – расстояние от осей ростверка до оси каждой сваи, м;

x, y – расстояние от осей ростверка до оси сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м.

При проектировании ростверков необходимо стремиться к тому, чтобы нагрузка F , допускаемая на сваю, была равна расчетной нагрузке на сваю или недогрузка не превышала на 5–10%. При внецентренном загрузлении допускается, чтобы расчетная нагрузка на сваю, превышала нагрузку, допускаемую на сваю F , на 20%.

Пример 2.7. Определить число свай сечением 30×30 см.

Несущая способность сваи $F_d = 880$ кН. Расчетная нагрузка на фундамент: $N = 2400$ кН.

Высота ростверка 1,3 м.

Решение. Число свай равно

$$n = 2400 / (880 / 1,4 - 1,0 \cdot 1,3 \cdot 20) = 3,98.$$

Принимаем 4 шт., округляя в большую сторону.

Размер ростверка определяется из следующих условий: расстояние между осями свай $3d = 3 \cdot 0,3 = 0,9$ м, свес ростверка 14 см, принимаем 15 см (рис. 2.12).

Суммарную нагрузку N_d на уровне низа фундамента, от веса ростверка и грунта над ним и с усредненным удельным весом железобетона и грунта $\gamma_{cp} = 20$ кН/м³, определяем по формуле (2.20)

$$N_d = 2400 + 1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,3 \cdot 20 = 2458,5 \text{ кН.}$$

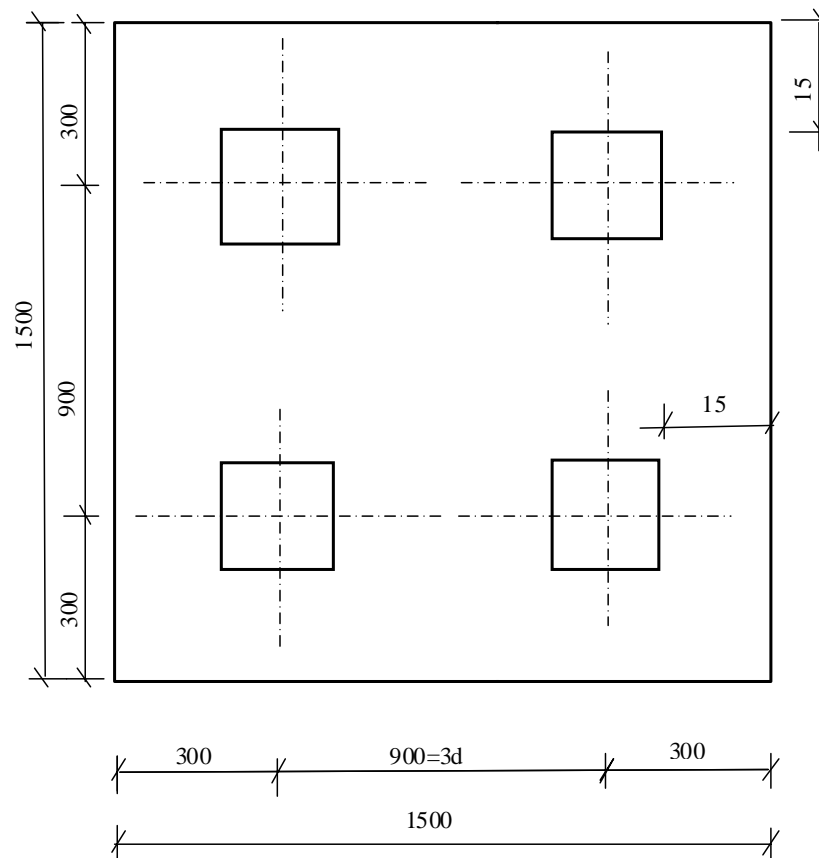


Рис. 2.12 к примеру 2.7

Нагрузка на одну сваю

$$N_{\phi} = 2458,5 / 4 = 614,6 \text{ кН. } F = 880 / 1,4 = 628,6 \text{ кН.}$$

Сравнивая $N_{\phi} = 614,9$ кН и $F = 628$ кН, видим, что недогрузка сваи 2,2% в допустимых

пределах, т.е. меньше 10% .

Пример 2.8. Определить число свай сечением 40×40 см под ленточный ростверк свайного фундамента.

Нагрузка на 1 м погонный, стены $N=356$ кН/м. Несущая способность одной сваи $F_d=350$ кН.

Решение.

Число свай

$n = 356 / (350 / 1,4 - 0,9 \cdot 1,3 \cdot 20) = 1,57 \approx 1,6$ свай (две сваи на 1 м погонный метр принимать нерационально).

Шаг свай

$\ell_{ш} = (350 / 1,4 - 0,9 \cdot 1,3 \cdot 20) / 356 = 0,63$ м.

Принимая расстояние между осями свай не менее $3d = 3 \cdot 0,4 = 1,2$ м, сваи расставляем в шахматном порядке, как показано на рис. 2.13.

$\ell = \sqrt{1,2^2 - 0,6^2} = 1,0$ м.

Ширина ростверка

$\ell_p = \ell + 2 \cdot 0,2 = 1,0 + 0,4 = 1,4$ м.

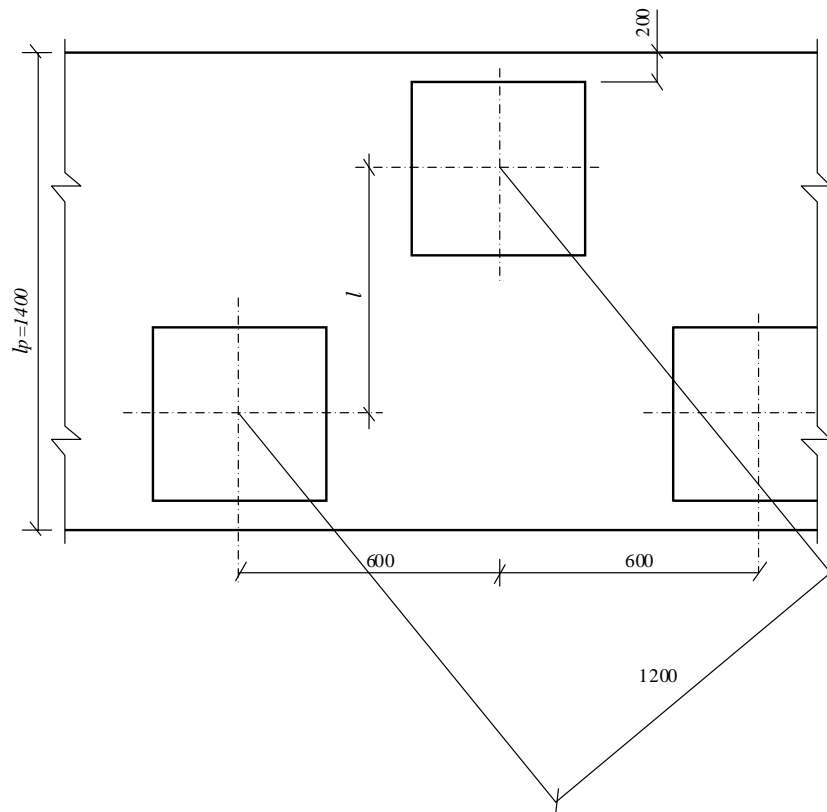


Рис. 2.13 к примеру 2.8

Пример 2.9. Запроектировать ростверк под колонну.

Несущая способность сваи сечением 40×40, длиной 6 м – $F_d=440$ кН. Высота ростверка 1,4 м. Расчетная нагрузка на фундамент $N_{0I}=4100$ кН. $M_{X0I}=700$ кН·м.

Решение.

Число свай в ростверке определяется по формуле (2.16)

$n = 4100 / (440 / 1,4 - 1,0 \cdot 1,4 \cdot 20) = 14,3$.

С целью уменьшения числа свай в ростверке увеличим их длину до 11 м. Несущая

- сверху – поверхностью планировки;
- с низу – плоскостью, проходящей через нижние концы свай;
- с боков – вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов свай на расстоянии a .

$$a = h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{\Pi, \text{мт}}/4),$$

$\varphi_{\Pi, \text{мт}}$ – осредненный угол внутреннего трения слоев грунта в пределах глубины погружения свай в грунт, определяемый по формуле

$$\varphi_{\Pi, \text{мт}} = \frac{\sum_0^h \varphi_{\Pi, i} h_i}{\sum h_i} \quad (2.21)$$

$$\text{Ширина подошвы массива } V_{\text{усл.}}: V_{\text{усл.}} = 3d + d + 2a \text{ (м)}. \quad (2.22)$$

$$\text{Площадь подошвы массива } A_{\text{усл.}}: A_{\text{усл.}} = V_{\text{усл.}} \cdot L_{\text{усл.}} \text{ (м}^2\text{)}. \quad (2.23)$$

$L_{\text{усл.}}$ для ленточного фундамента равна 1 м пог., а для куста свай определяется так же, как $V_{\text{усл.}}$. Объем грунтосвайного массива

$$V_{\text{усл.}} = A_{\text{усл.}} \cdot h_{\text{усл.}}$$

В собственный вес условного фундамента при определении осадки включается вес свай и ростверка, а также вес грунта в объеме условного фундамента. Среднее и максимальное давление на грунт под его подошвой определяется по формулам и должно удовлетворять условиям

$$P_{\text{ср.}} = N_{\text{оп}} + G_{\text{рп}} + G_{\text{св.п}} + G_{\text{гп}} / A_{\text{усл.}} \leq R, \quad (2.24)$$

$$P_{\text{max}} = N_{\text{оп}} + G_{\text{рп}} + G_{\text{св.п}} + G_{\text{гп}} / A_{\text{усл.}} + M/W < 1,2 \cdot R, \quad (2.25)$$

где $N_{\text{оп}}$ – расчетная нагрузка на уровень спланированной отметки земли;

$G_{\text{рп}}$ – вес ростверка и подземных конструкций;

$G_{\text{св.п}}$ – вес всех свай;

$G_{\text{гп}}$ – вес грунта в объеме условного фундамента;

M – изгибающий момент, кН·м;

W – момент сопротивления подошвы условного фундамента, м³;

R – расчетное сопротивление грунта на уровне подошвы условного фундамента определяется по формуле 2.15[2].

Пример 2.10. Выполнить проверку давления в основании свайного фундамента в уровне нижнего конца свай сечением 30×30 см и длиной 8 м.

Вертикальная нагрузка на фундамент составляет $N_{\text{оп}} = 1475,1$ кН. Грунтовые условия приведены на рис. 2.15. Высота конструкции ростверка 2,0 м (высота ростверка 0,3 м, размеры в плане и размещение по рис. 2.12 к примеру 2.7, подколонник 0,9×0,9×0,9 м).

Решение. Определяем размеры условного фундамента.

Осредненный угол внутреннего трения грунтов, прорезываемых сваями, определяем по формуле (2.21)

$$\varphi_{\Pi, \text{мт}}/4 = ((28 \cdot 1,8 + 26 \cdot 2,9 + 30 \cdot 2 + 25 \cdot 1,2) / (1,8 + 2,9 + 2 + 1,2)) / 4 = 6,8^\circ.$$

Найдем ширину условного фундамента по формуле (2.22):

$$V_{\text{усл.}} = 1,2 + 2(1,8 + 2,9 + 2 + 1,2) \cdot \operatorname{tg} 6,8^\circ = 3,08 \text{ м.}$$

$$L_{\text{усл.}} = 1,2 + 2(1,8 + 2,9 + 2 + 1,2) \cdot \operatorname{tg} 6,8^\circ = 3,08 \text{ м.}$$

$$\text{Вес свай } G_{\text{св.п}} = 4 \cdot (0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 8) = 72,0 \text{ кН.}$$

Вес грунта в объеме АБГ:

$$G_{\text{гп}} = 12,0 \cdot 1,2 \cdot [(3,08 - 0,9) / 2] \cdot 3,08 + 19,0 \cdot 0,8 \cdot [(3,08 - 0,9) / 2] \cdot 3,08 + 19,0 \cdot 1,8 \cdot 2,48 \cdot 2,48 + 18,2 \cdot 2,9 \cdot 2,48 \cdot 2,48 + 18,0 \cdot 1,3 \cdot 2,48 \cdot 2,48 + 8,97 \cdot 0,7 \cdot 2,48 \cdot 2,48 + 9,18 \cdot 1,2 \cdot 2,48 \cdot 2,48 = 884,3 \text{ кН.}$$

Вес конструкции ростверка (ростверк и подколонник).

$$G_{\text{рп}} = 35,1 \text{ кН.}$$

Давление под подошвой условного фундамента (2.24)

$$P_{\text{ср}} = (1475,1 + 884,3 + 72,0 + 35,1) / 3,08 \cdot 3,08 = 260 \text{ кПа.}$$

Для суглинка, на который опирается подошва условного фундамента,

$C_{II} = 16$ кПа, при $\varphi = 25^\circ$,

$M_\gamma = 0,78$; $M_g = 4,11$; $M_c = 6,67$.

Осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента:

$$\gamma'_{II} = (0,018 \cdot 1,2 + 0,019 \cdot 2,6 + 0,0182 \cdot 2,9 + 0,018 \cdot 1,3 + 0,00897 \cdot 0,7 + 0,00918 \cdot 1,2) / (1,2 + 2,6 + 2,9 + 1,3 + 0,7 + 1,2) = 16,6 \text{ кН/м}^3.$$

Приведенная глубина заложения подошвы фундамента от пола в подвале [2, 5]

$$d_I = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma'_{II} = 8,35 + 0,1 \cdot 0,019 / 0,0166 = 8,46 \text{ м.}$$

Расстояние от поверхности земли до пола в подвале:

$$d_B = 2 - 0,45 = 1,55 \text{ м.}$$

Для суглинка $I_L = 0,4$ при соотношении $L/H < 4$ коэффициенты условий работы: $\gamma_{c1} = 1,2$ и $\gamma_{c2} = 1,05$, $k = 1,1$.

$$R = (1,2 \cdot 1,0) / 1,1 \cdot [0,78 \cdot 1,3 \cdot 0,00918 + 4,11 \cdot 8,46 \cdot 0,0166 + (4,11 - 1) \cdot 1,56 \cdot 0,0166 + 6,67 \cdot 0,016] = 850 \text{ кПа.}$$

$R_{cp} = 260 \text{ МПа} < R = 850 \text{ МПа}$ – условие выполняется.

слои должны быть однородными по своим свойствам.

Строим эпюру природных давлений:

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg_0} + \sum_i^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (2.26)$$

где γ_i – удельный вес грунта i -го слоя.

h_i – толщина (мощность) i -го слоя грунта.

$$\sigma_{zg_0} = \gamma \cdot d,$$

где γ – удельный вес грунта выше подошвы фундамента;

d – глубина заложения фундамента.

Природные давления определяются на границах элементарных слоев.

Строим эпюру дополнительных вертикальных давлений от фундамента.

Значения напряжений определяются на границах элементарных слоев. Начало эпюры от уровня подошвы.

$$\sigma_{zp_i} = \alpha \cdot P_0, \quad (2.27)$$

где $P_0 = P - \sigma_{zg_0}$ – дополнительное давление на уровне подошвы условного фундамента;

$P = (\sum N_{\Pi} + \sigma_{\phi_{\Pi}}) / A$ – среднее давление под подошвой фундамента;

N_{Π} – вертикальная нагрузка на фундамент;

$\sigma_{\phi_{\Pi}}$ – вес условного фундамента с учетом веса свай, ростверка и грунта в объеме условного фундамента;

$\alpha = f$ ($\eta = l/b$, $\xi = 2z/b$) – коэффициент, учитывающий убывание с глубиной дополнительных давлений, приложение 2 таблица 1.

Определяем нижнюю границу сжимаемой толщи, которая на такой глубине от подошвы фундамента, на которой выполняется условие $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$.

Если найденная по указанному выше условию нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации $E < 5$ МПа (50 кгс/см²) или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, нижняя граница сжимаемой толщи определяется исходя из условия $\sigma_{zp} \leq 0,1\sigma_{zg}$.

Определяем осадку основания в пределах сжимаемой толщи:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp_i}^{cp} \cdot \Delta h_i}{E_i}, \quad (2.28)$$

где $\beta = 0,8$ – коэффициент, учитывающий боковое расширение грунта;

n – количество элементарных слоев, вошедших в сжимаемую толщу;

Δh_i – мощность соответствующего элементарного слоя, м;

E_i – модуль деформации соответствующего элементарного слоя, кПа;

$\sigma_{zp_i}^{cp}$ – дополнительное вертикальное давление от сооружения в середине элементарного слоя, кПа.

Проверяем условие $S < S_U$.

Пример 2.11. Рассчитать осадку свайного фундамента (см. пример 2.10). Среднее давление по подошве условного фундамента $P_{cp}=260$ МПа. Природное давление $G_{zg0}=164$. Максимально допустимая осадка для данного типа здания $S_u=8$ см. Грунтовые условия приведены на рис. 2.15.

Решение. Дополнительное давление под подошвой условного фундамента:

$$P_0 = 260 - 164 = 96 \text{ кПа.}$$

Задаемся $\xi=0,4$; тогда высота элементарного слоя грунта:

$$Z = \xi \cdot b/2 = 0,4 \cdot 3,08/2 = 0,616 \text{ м.}$$

Условие $h_i \leq 0,4 \cdot b_{\text{усл.}}$ $0,616 < 1,232 = 0,4 \cdot 3,08$ выполняется.

Таблица 2.6 к примеру 2.11

Грунт	$0,2 \cdot \sigma_{zg},$ кПа	$\sigma_{zg},$ кПа	Z, м	$\xi = 2 \cdot Z / b$	α	$\sigma_{zp},$ кПа
Суглинок тугопластичный $E_0=47,3$ МПа	32,8	164,0	0	0	1	96
	33,9	169,8	0,616	0,4	0,960	92,2
	35,1	175,6	1,232	0,8	0,800	76,8
	36,3	181,4	1,848	1,2	0,606	58,2
	36,8	183,8	2,1	1,4	0,528	50,7
Суглинок тугопластичный $E_0=14,2$ МПа	37,4	187,1	2,464	1,6	0,449	43,1
	38,6	192,8	3,080	2,0	0,336	32,3
	39,7	198,4	3,696	2,4	0,257	24,7
	40,8	204,1	4,312	2,8	0,201	19,3
	41,9	209,8	4,928	3,2	0,160	15,4
	43,1	215,4	5,544	3,6	0,131	12,8

Граница сжимаемой толщи на глубине 3,08 м от подошвы фундамента.

Осадка фундамента определяется по формуле

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{ZP_i} \cdot h_i}{E_i}, \text{ приложение 2 [2].}$$

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{ZP_i} \cdot h_i}{E_i} = 0,8 \cdot \left[\frac{0,616 \cdot \left(\frac{96+92,2}{2} + \frac{92,2+76,8}{2} + \frac{76,8+58,2}{2} \right)}{47300} + \right. \\ \left. + \frac{0,252 \cdot (58,2+50,7)}{47300} + \frac{0,364 \cdot \left(\frac{50,7+43,1}{2} \right)}{14200} + \frac{0,616 \cdot \left(\frac{43,1+32,3}{2} \right)}{14200} \right] = \\ = 0,8 \cdot (0,003205 + 0,0002903 + 0,0012022 + 0,0016354) = 0,01747 \text{ (м)} = 1,75 \text{ см.}$$

$$S = 1,75 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см.}$$

2.3 Явления, происходящие в грунте при погружении свай и при их изготовлении в нем

В процессе погружения свая вытесняет некоторый объем грунта. Это приводит к уплотнению окружающего ее грунта, что обычно наблюдается в рыхлых и средней плотности песках, а также в ненасыщенных водой пылевато-глинистых грунтах. Однако даже в этих грунтах при забивке свай вокруг нее может происходить небольшое поднятие дна котлована.

Глины и суглинки, в которых все поры заполнены водой, уплотняются только в результате отжатия поровой воды. Так как вода из таких грунтов отжимается очень медленно, во время погружения свай наблюдается лишь незначительное уплотнение грунтов в результате выдавливания воды из пор и отжатия ее вдоль ствола сваи вверх, а также вследствие упругих объемных деформаций воды, содержащей воздух. Основная же деформация грунта развивается в виде смещения его частиц в стороны и вверх, что приводит

к поднятию дна котлована (рис. 2.16). При выпоре пылевато-глинистого грунта происходит его перемятие, нарушение природной структуры и снижение прочности. Перемещающийся вверх грунт способен поднимать ранее забитые сваи. Это существенно снижает их несущую способность. В связи с этим после поднятия свай необходима добивка их до проектного положения.

Особенно сильно снижается прочность пылевато-глинистого грунта, расположенного непосредственно у боковой поверхности сваи, так как вода, отжимаемая из пор грунта, перемещается к свае и вверх по этой поверхности. В результате резко уменьшается трение сваи о грунт, что способствует ее погружению при ударах, (рис. 2.17, а).

Таким образом, если по мере заглубления сваи в пески и в ненасыщенные водой пылевато-глинистые грунты она встречает все большее сопротивление и отказ (погружение сваи от одного удара) все уменьшается, то по мере погружения в тиксотропные насыщенные водой глины и суглинки отказ нередко увеличивается.

Логично считать, что чем большее сопротивление оказывает грунт погружению сваи, т. е. чем меньше отказ, тем большую нагрузку можно передать на сваю. Поэтому сразу после погружения сваи в насыщенные водой пылевато-глинистые грунты она имеет небольшую несущую способность.

Опыт показывает, что надо дать свае «отдохнуть», т.е. не подвергать ее статическим и динамическим воздействиям в течение нескольких дней после погружения. За этот период окружающая сваю вода постепенно переместится от ее боковой поверхности, кроме того, вследствие тиксотропных свойств грунта прочность его около сваи со временем в значительной степени восстановится, и тогда несущая способность сваи увеличится. Строители говорят, что «грунт засосал сваю». Если теперь произвести по свае удары свайным молотом, аналогичные ударам при забивке, отказ, как правило, будет во много раз меньше. Этот отказ называют действительным отказом, или отказом после «отдыха». При забивке же наблюдается производственный отказ, часто называемый «ложным отказом».

В песках, наоборот, «ложный отказ» при забивке иногда бывает меньше действительного, так как в процессе погружения сваи под ее нижним концом образуется ядро уплотненного грунта, а вдоль ствола сваи за счет отжатия воды возникает «сухое трение», препятствующее погружению сваи при ударах свайного молота, (рис. 2.17, б).

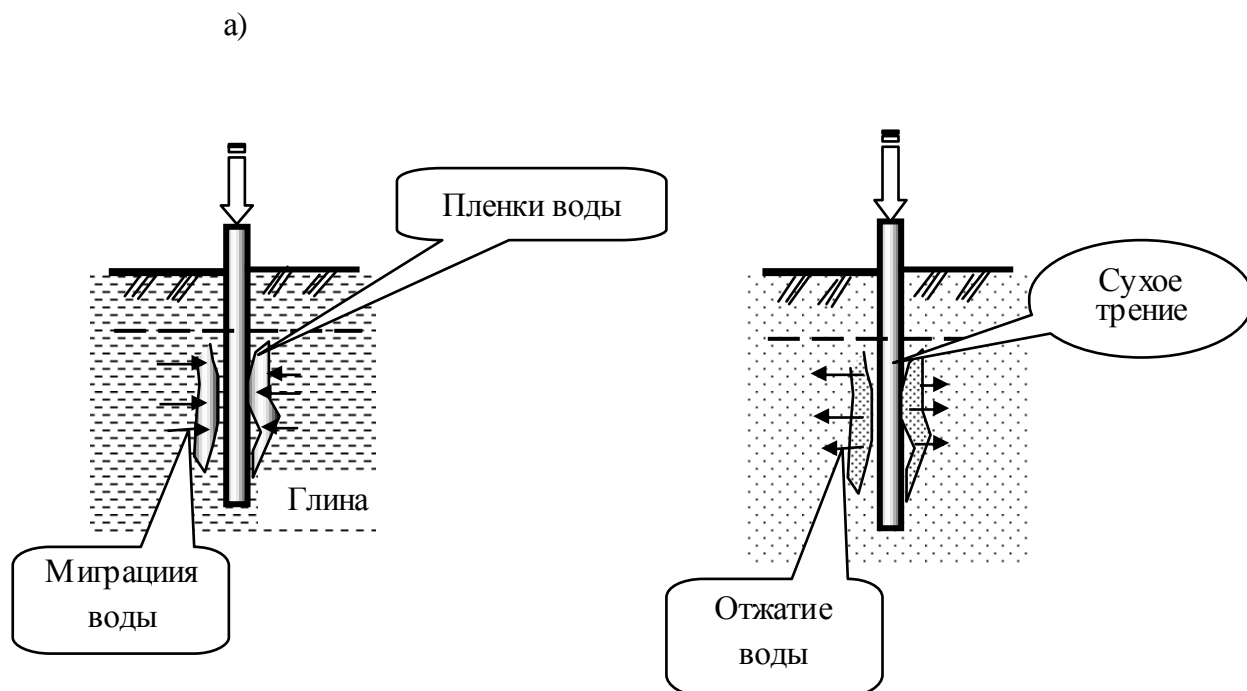


Рис. 2.17. Явления «ложных отказов» при погружении свай: а) – глинистые грунты; б)

– песчаные грунты

Во время «отдыха» сваи происходит релаксация напряжений в песке и сопротивление грунта ее внедрению снижается. Необходимая продолжительность «отдыха» сваи зависит от характера грунта: обычно для супесей и песков – одна неделя, для суглинков – две недели, для глин – не менее трех недель.

Применение подмыва для погружения свай в пески приводит к их разрыхлению, поэтому последний метр сваи забивают без подмыва. Нижний конец сваи должен быть заглублен в грунт, не подвергавшийся размыву. Под влиянием динамических воздействий песок вокруг сваи уплотняется.

Весьма эффективно погружение свай в водонасыщенные пески вибрированием. При этом происходит интенсивное уплотнение песка вокруг погружаемых свай, они получают более высокую несущую способность, чем забитые сваи.

При изготовлении свай, свай-оболочек и свай-столбов, называемых нами для краткости сваями, изготовленными в грунте (набивными), явления, происходящие в массиве грунта, в значительной степени зависят от применяемой технологии. Использование бурения для изготовления скважин приводит к разуплотнению грунта вокруг сван. Это существенно уменьшает несущую способность таких свай по сравнению с забивными сваями. Еще в большей степени снижается несущая способность буронабивных свай, когда в забое остается шлам. Для увеличения несущей способности таких свай уплотняют грунт под сваями и вокруг них. С этой целью применяют камуфлетные взрывы, механическое трамбование, электрогидродинамический эффект и др.

2.4 Расчет свайных фундаментов с использованием ЭВМ

В практике проектирования свайных фундаментов все большее значение приобретает применение средств вычислительной техники. При этом используются отдельные прикладные программы, комплексы программ, пакеты прикладных программ (ППП) и системы автоматизации проектных работ (САПР).

САПР являются результатом объединения методического, программного, информационного и технического обеспечения. Как правило, САПР обеспечивает возможность комплексного и систематического применения вычислительной техники пользователями, не специализирующимися в программировании.

Внедрение в практику указанных программных средств позволяет существенно сократить сроки проектирования, снизить себестоимость проектов, повысить качество и эффективность капиталовложений.

Среди наиболее известных программных средств, применяемых для автоматизации проектирования оснований и фундаментов, можно выделить: программы обработки результатов инженерно-геологических изысканий; программы автоматизации расчетов фундаментов различных типов по методикам, реализующим рекомендации строительных норм; программы, обеспечивающие возможность решения задач механики грунтов, оснований и фундаментов на основе нелинейных математических моделей.

Кроме этих групп, в структуре программного обеспечения выделяются сервисные программы, применяемые в той или иной степени во всех перечисленных разделах для формирования и выводов результатов выполнения программ в виде таблиц, графиков, наборов данных на внешних запоминающих устройствах.

Расчет свайного фундамента по грунтовым условиям можно выполнить при помощи следующего алгоритма [17], блок-схема которого представлена на рис. 2.18.

1. Ввод исходных данных об инженерно-геологических условиях строительной площадки, внешних нагрузках, глубине расположения ростверка и типе применяемых свай.
2. Выбор конструкции сваи.

3. Проверка условия, залегает ли в основании слой плотного грунта: если да, то переход к п. 4;
если нет, то переход к п. 6.
4. Проверка условия, работает ли данная свая по схеме сваи стойки: если да, то переход к п. 5;
если нет, то переход к п. 6.
5. Определение несущей способности свай по грунту по формуле (2.11) и переход к п. 7.
6. Определение несущей способности свай по грунту из выражения (2.13).
7. Вычисление несущей способности свай по материалу по формуле (5.2).
8. Выбор наименьшей несущей способности.
9. Определение требуемого количества свай в фундаменте по формуле (2.16).
10. Размещение свай в плане и назначение конструкции ростверка.
11. Проверка условия, является ли данный фундамент центрально нагруженным $e \leq 0,03\ell$ (ℓ – длина ростверка):
если да, то переход к п. 14; если нет, то переход к п. 12.
12. Увеличение количества свай на 20%.
13. Изменение размеров ростверка.
14. Вызов из библиотеки программ подпрограммы расчета конструкции ростверка в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций.
15. Вычисление нагрузки, приходящейся на каждую сваю, по формуле (2.19).
16. Проверка условия (2.9): если да, то переход к п. 17;
если нет, то увеличение количества свай в фундаменте и переход к п. 13.
17. Проверка условия, работают ли в данном фундаменте сваи по схеме свай-стоек:
если да, то переход к п. 30; если нет, то переход к п. 18.
18. Определение осредненного угла внутреннего трения грунтов, прорезываемых сваями, по формуле (2.21).
19. Вычисление основных размеров условного фундамента $АБВГ$.
20. Проверка условия, является ли данный фундамент центрально сжатым: если да, то переход к п. 21;
если нет, то переход к п. 26.
21. Вычисление реактивных напряжений под подошвой условного фундамента по формуле (2.24).
22. Определение расчетного сопротивления грунта основания под подошвой условного фундамента по формуле 2.15 [2].
23. Проверка условия $p < R$;
если условие выполняется, то переход к п. 24;
если нет, то увеличение количества свай и переход к п. 13.

24. Выбор метода расчета осадок по схеме линейно деформируемого полупространства или линейно деформируемого слоя в зависимости от грунтовых условий строительной площадки.

25. Вычисление осадки по выбранной расчетной схеме с помощью вызова в оперативную память соответствующей подпрограммы и переход к п. 29.

26. Вычисление краевых и средних реактивных напряжений под подошвой условного фундамента (P_{\max}).

27. Определение расчетного сопротивления грунта основания по формуле 2.15 [2].

28. Проверка условий $P_{\max} \leq 1,2R$; $P_{\min} > 0$; $P \leq R$: если условия выполняются, то переход к п. 24;

если нет, то увеличение количества свай и переход к п. 13.

29. Проверка условий $S \leq S_u$ с помощью обращения к массиву информации, содержащему данные о предельных осадках S_u ;

если условие выполняется, то переход к п. 32;

если нет, то увеличение количества свай и переход к п. 13.

30. Печать результатов об основных размерах фундамента, типе выбранных свай и значениях деформаций.

31. Конец расчета.

Существует также большое количество готовых компьютерных программ использующих действующие нормативы, которые можно использовать на различных стадиях проектирования свайных фундаментов. Характеристики некоторых из этих программ приведены в таблице 2.7.

Таблица 2.7

Программы автоматизации проектирования

Наименование программного продукта	Краткая характеристика программы
1	2
Программа расчета подпорных стен из буронабивных свай «Парус – 3» (ГПИ «Киевский Промстройпроект»)	Программа предназначена для расчета подпорных стен из буронабивных свай с вычерчиванием форматов КЖИ для проектируемой сваи, а так же для расчета шпунтов и шпунтовых ограждений другой конструкции. В том числе и конструкций типа «стена в грунте».
Проектирование отдельно стоящих фундаментов «ФОК - ПК» (ГПИ «Киевский Промстройпроект»)	Программа предназначена для проектирования отдельно стоящих фундаментов под колонны каркасных зданий на естественном, свайном забивном и свайном буронабивном основании.
Комплексная программа для расчета оснований и конструирования всех видов фундаментов Фундамент (ГПКИП Стройэкспертиза)	Программа производит расчет по всем видам предельных состояний (по деформациям, по прочности основания, устойчивости на сдвиг, опрокидывание, отрыв подошвы, сейсмические воздействия, считает частоту собственных и вынужденных колебаний, амплитуду в уровне верхней грани фундамента). Имеется модуль конструирования и модуль расчета затрат

Продолжение таблицы 2.7

1	2
Система программных средств Structure CAD(SCAD) (Фирма SCAD Soft)	Вычислительный комплекс SCAD – универсальная вычислительная система предназначенная для прочностного анализа конструкций различного назначения
Программный комплекс ЛИРА (ПК ЛИРА) (Научно-исследовательский институт автоматизированных систем в строительстве НИИАСС)	Многофункциональный программный комплекс для расчета, исследования и проектирования конструкций различного назначения Кроме общего расчета модели объекта на все возможные виды статических нагрузок, ПК ЛИРА автоматизирует ряд процессов проектирования: определение расчетных сочетаний нагрузок и усилий, назначение конструктивных элементов, подбор и проверка сечений конструкций с формированием эскизов рабочих чертежей.

Рассмотрим подробнее программу «Фундамент» (ГПКИП Стройэкспертиза, г. Тула). Вид загруженной программы представлен на рис. 2.19.



Рис. 2.19. Вид программы «Фундамент»

Программа производит расчет фундаментов:

- ленточных и столбчатых на естественном основании;
- подпорных стен на естественном основании;
- осадки и крена фундаментов на естественном основании;
- просадки фундаментов на естественном основании;
- ленточных и столбчатых свайных;
- подпорных стен на свайном основании;
- отдельной сваи на вертикальную и горизонтальную нагрузку;
- осадки отдельной сваи;
- несущей способности сваи по результатам полевых испытаний.
- фундаментов машин на:
 - периодическую нагрузку;

- импульсную нагрузку;
- случайную нагрузку;
- кинематическое возбуждение.

Кроме того программа имеет ряд справочников и калькуляторов, с помощью которых расчетчик может собрать нагрузки на фундамент, получить полную информацию по серийным конструкциям фундаментов и подпорных стен, произвести оптимальную замену подобранной арматуры, подобрать арматурные сетки и т.д..

Программа выполнена таким образом, что требует от пользователя минимум исходной информации, представляя пользователю возможность программного вычисления необходимых исходных данных во всех случаях, допустимых действующими нормами СНиП и СП.

Вся работа с программой сводится к заполнению активных окошек и выбору подходящих характеристик рис. 2.20, после чего нажимается кнопка «Расчет». При этом имеется возможность вариации типов и способов устройства фундаментов. Все общие исходные данные при переходе от одного типа к другому остаются в активных окошках. С целью уменьшения вводимых исходных данных используется диалоговый режим работы.

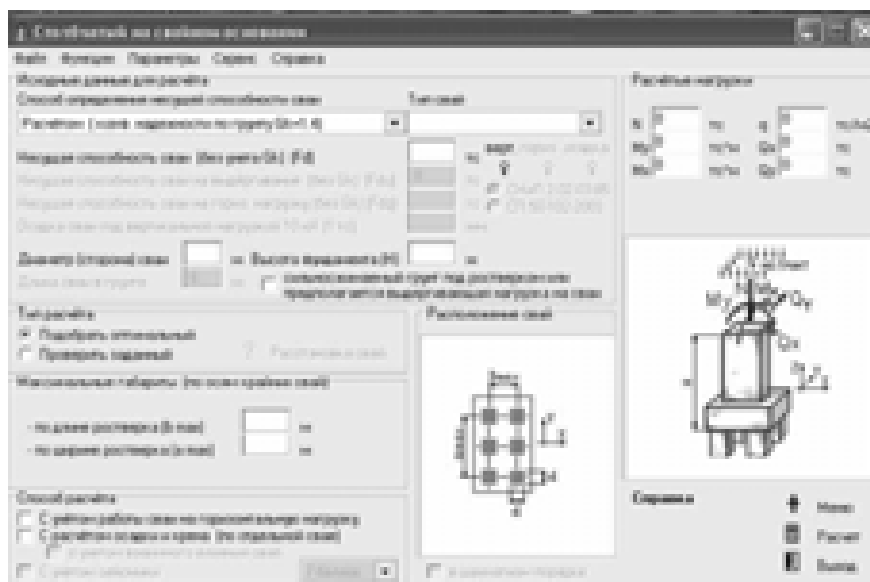


Рис. 2.20 Окно расчета программы «Фундамент»

Вся информация, вместе с исходными данными для расчета оформляется в виде отчета о результатах работы программы. Она может быть просмотрена в отдельном окне просмотра, отредактирована и сохранена либо в файл, либо в буфер с последующим его открытием в редакторе Word.

Для оформления отчета с программой поставляются файлы с рисунками фундаментов и ростверков, которые при необходимости можно поместить в формируемый отчет, рис. 2.21.

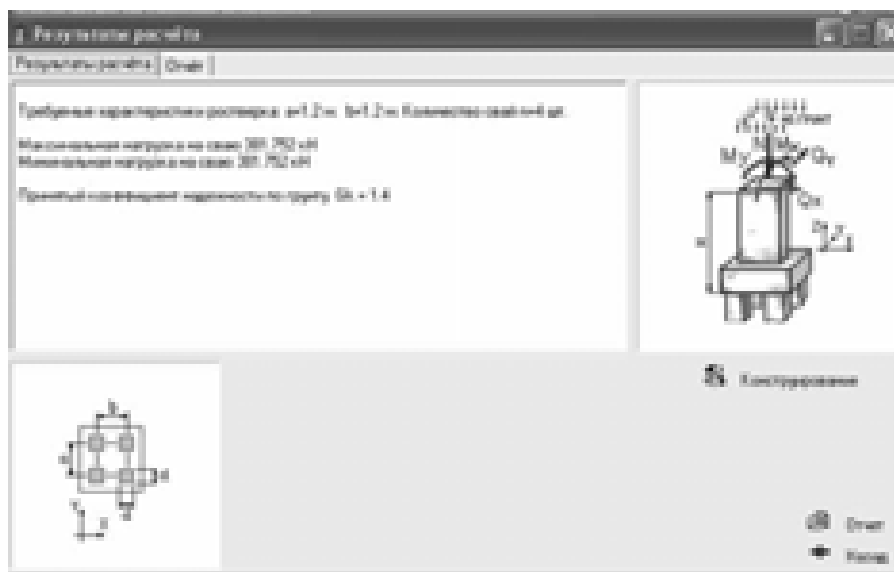


Рис. 2.21. Окно результатов расчета программы «Фундамент»

Программа выполнена в виде помощника, она не требует к себе много внимания, не занимает собой много места и времени, однако быстро дает необходимую информацию. Она может быть удачно использована совместно с проектированием в среде AutoCAD, а так же как самостоятельный инструмент в работе проектировщика.

Также сваи могут рассчитываться на отдельные виды воздействий, по расчетным формулам, не заложенным в действующие нормативы. Примером такой программы может служить программа расчета свай на ударные воздействия «Pile» [31], по методике изложенной в главе 3. Фрагмент данной программы приведен в приложении 3.

Глава 3

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ПРОВЕРКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СВАЙ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ (УДАРНЫХ) ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Нормативные документы практически не рассматривают ударные воздействия на сваи в процессе погружения. Все сводится к подбору оборудования и расчету необходимой энергии молота для обеспечения погружения свай.

Однако при прохождении свай жестких прослоек грунта, при отказах близких к нулевым СНиП требует смены сваебойного оборудования и увеличения энергии удара. При этом в погружаемых сваях будут возникать значительные напряжения которые могут привести к разрушению материала.

Также СП 50-102-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов» указывает: «принятый тип молота и высоту падения его ударной части следует дополнительно проверять, рассчитав для железобетонной сваи максимальные сжимающие напряжения, достигаемые в свае при забивке».

Существующие теории удара по способам исследования можно разделить на три группы. Самая старая из них – элементарная теория, из которой исходил при своих опытах еще Галилео Галилей и которую точно сформулировал Ньютон, дает возможность по данной

скорости перед ударом и по известному или найденному коэффициенту удара определить скорость тел после него.

Так называемая статическая теория исходит из предположения, что при ударе тел возникают такие же условия, как при статическом сжатии этих тел. Энергия возникающих колебаний считается настолько незначительной, что ее во внимание не принимают, ограничиваясь только учетом деформаций, развивающихся в месте удара.

Согласно волновой теории удара протекание удара характеризуется распространением волн деформаций в соударяющихся телах.

Статическая теория удара, из которой исходили Герц, Рэлей, Динник и другие авторы, и волновая теория, над которой работали Сен-Венан, Рэлей, Нейман и другие, дают возможность помимо скорости после удара определить и ее изменение во времени, т. е. ускорение, а также находить напряжения и деформации в различных точках тела.

Наиболее общей из трех названных теорий является волновая теория удара, в то время как остальные две представляют большее или меньшее приближение к действительности. Под понятием «волновая» теория при этом имеется в виду теория, которая охватывает явления, возникающие при ударе, во всем объеме, т. е. теория, которая занимается не только локальными явлениями у места удара, но также упругими и пластическими волнами, которые распространяются от места удара и проявляются во всем теле.

Результаты такого исследования будут очень сложными уже в случае, когда все ударные явления происходят в зоне упругих деформаций. Даже для соударения тел простой формы вычисления остаются все так же трудно выполнимыми и мало пригодными для практических расчетов. Кроме того, существуют еще некоторые теоретические неясности, связанные с влиянием на протекание ударного взаимодействия тонких поверхностных слоев молекул или атомов непосредственно в месте удара.

Поэтому в отдельных случаях приходится выбирать упрощенные условия, так чтобы в решении были учтены по возможности все существенные стороны явления и вместе с тем получились бы приемлемые, несложные результаты.

Таким образом, для отдельных случаев избираются простые методы решения, учитывающие влияние наиболее существенных факторов, которые выявляются теоретически или находятся при помощи эксперимента.

3.1 Исследования в области ударного погружения свай.

Исследование ударного погружения свай не является новой проблемой. Однако в связи с применением железобетона для изготовления свай она приобрела особый интерес. Появилась необходимость решения вопросов, связанных с определением напряженного состояния свай во время забивки и назначением рациональных режимов их погружения [13, 18, 30, 42]. Решение этой задачи на каждом этапе находилось в зависимости от состояния развития теории соударения тел.

В настоящее время общепризнанной считается волновая теория удара, которая рассматривает удар по длинному изотропному стержню, пренебрегая при этом действием всех напряжений, кроме направленных вдоль стержня. При этом решение сводится к уравнению Лапласа, называемому уравнением продольной волны или волновым уравнением

$$\frac{d^2 u}{dt^2} = \frac{E}{\rho} \cdot \frac{d^2 u}{dx^2} \quad \text{или} \quad \frac{d^2 u}{dt^2} = a^2 \cdot \frac{d^2 u}{dx^2} \quad (3.1)$$

где u – осевое перемещение поперечного сечения стержня; x – начальная координата рассматриваемого сечения; t – время; E – модуль упругости материала стержня; ρ – плотность материала стержня; a – скорость продольной волны или скорость звука в стержне.

Решение уравнения (3.1) впервые было дано Навье в виде бесконечных тригонометрических рядов. Однако это решение сильно затруднило вычисление и не нашло

широкого практического применения [18].

Впоследствии задача о продольном ударе по стержню жесткого тела была решена Сен-Венаном, применившим метод Буссинеска. Решение записывается в виде разрывных функций вида

$$u = f(at-x) \pm (at+x) \quad (3.2)$$

и позволяет получить перемещение скорости и усилия в произвольном сечении стержня в любой момент времени. Напряжения на фронте прямой волны по теории Сен-Венана возрастают скачкообразно от 0 до $V_0/\alpha \cdot E$ (V_0 – скорость груза перед ударом), а за фронтом волны убывают по экспоненциальной зависимости.

В случае удара по жесткозакрепленному стержню растягивающие напряжения появляются после отскока груза и являются результатом свободных колебаний стержня. Величина сжимающих напряжений в момент отражения обратной волны в два раза превышает напряжения в стержне в момент начала удара.

Теория Сен-Венана основывается на следующих предпосылках:

- ударяющий груз является телом с бесконечной жесткостью;
- ударяемое тело представляет собой длинный изотропный стержень с упруго-линейными свойствами;
- соударяющиеся поверхности являются идеально ровными параллельными плоскостями, расположенными перпендикулярно к продольной оси стержня;
- боковые поверхности стержня абсолютно свободны, а сам стержень рассматривается либо свободным, либо жестко закрепленным;
- в результате удара в стержне формируется продольная волна и все точки произвольного поперечного сечения стержня, захваченные этой волной, имеют постоянные скорости (гипотеза плоского удара).

Несмотря на трудности выполнения на практике всех перечисленных выше условий теория дает хорошее сходство с опытными данными [23, 29].

Следует отметить все же, что сложность аналитического решения при помощи разрывных функций, положенного Сен-Венаном в основу решения волнового уравнения, делает этот метод мало пригодным для практического применения и лишь отражает волновую сущность явления удара по стержню.

Впервые привлечение волновой теории удара применительно к исследованию ударного погружения свай было осуществлено Н.Г. Герсевановым [23].

Н.Г. Герсеванов разработал на основе волновой теории решение задачи удара молота о сваю, рассматривая ее как стойку, по боковой поверхности которой действует равномерно распределенное трение, а к нижнему концу приложена сосредоточенная нагрузка.

Преимущество предложенного метода заключалось в том, что он давал освещение процессов, протекающих в свае при забивке. В зависимости от режима погружения, сопротивления грунта, длины и веса свай представлялось возможным вычислить напряжения во всех сечениях сваи в любой момент времени, скорость движения отдельных сечений сваи и ее нижнего конца, отказ и время погружения сваи в грунт.

Н.Г. Герсевановым были сохранены все основные допущения сделанные Сен-Венаном, в том числе и предположение о скачкообразном возрастании скорости головы сваи при ударе, что не соответствует реальным условиям забивки свай. Ввиду указанного обстоятельства, а также сложности полученных аналитических выражений, решение Н.Г. Герсеванова не получило широкого практического применения.

В 1951 г. Б.Ф.Горюновым опубликованы результаты исследования напряженного состояния железобетонных свай при забивке их молотом свободного падения [24].

В результате проведенных исследований было установлено, что кривая изменения напряжений в свае при ударе состоит из основной волны и накладываются на нее волн более высокой частоты. В случае внецентренного удара волны продольных колебаний накладываются на волну поперечных колебаний, имеющую более низкую частоту.

Колебания, совершаемые сваей при ударе, приводят к возникновению в ней растягивающих напряжений, которые в особо тяжелых условиях забивки могут достигнуть значительной величины и вызывать появление поперечных трещин в бетоне. Эффективным средством борьбы с образованием трещин является предварительное напряжение.

В 1966-72 гг. значительный объем работ в области ударного погружения железобетонных свай, применяемых в сооружениях морских причалов, выполнен в Одесском институте инженеров морского флота (ОНИИМФ) Ю.И. Васильевским [19, 20, 21] и другими сотрудниками.

Решая волновое уравнение, Ю.И. Васильевский применил начало Лагранжа и получил конечное выражение для определения динамических напряжений в сваях. В основу теории положена модель сваи, представляющая собой упругой весомый стержень, по верхнему концу которого через упругую прокладку наносится удар жестким телом. Сопротивление грунта представлено постоянной силой трения и динамической составляющей пропорциональной скорости движения острия.

Предлагаемое Ю.И. Васильевским решение исходит из более общих и близких действительности предпосылок и позволяет определить не только напряжение в любом сечении и в любой момент времени, но и продолжительность удара, время погружения, скорость движения и отказ сваи.

При проектировании и производстве свайных работ часто возникает необходимость прогнозирования максимальных величин напряжений, возникающих в свае при забивке.

Для определения этих напряжений Н.Г. Герсевич [23] предложил использовать формулу Сен-Венана:

$$\sigma_k = E \cdot V / \alpha \quad (3.3)$$

где σ_k – напряжение в месте удара; E – модуль упругости материала сваи; V – скорость движения ударяющего тела в момент соприкосновения его со сваей; α – скорость распространения продольной волны в свае.

Последующие работы в области волновой теории удара (в том числе применительно к забивке свай), по существу рекомендуют эту же формулу.

В. В. Кречмер на основании опытов установил, что формула (28) дает завышенные значения напряжений, и поэтому рекомендовал вводить снижающий коэффициент α .

$$\sigma_k = \alpha \cdot E \cdot V / \alpha, \text{ где } \alpha = 0,30 \div 0,35 \cdot Q/q \quad (3.4)$$

Однако даже с этой поправкой формула (3.3) не совсем отражает физическую сущность явлений, наблюдаемых при забивке свай. В частности, следующий из нее вывод, что максимальные величины напряжений при ударе зависят только от скорости движения ударяющего тела в начале удара и от материала соударяемых тел, противоречит данным практики. Хорошо известно, что при прочих равных условиях у тяжелой сваи разрушение головы происходит более интенсивно, чем у легкой.

Несоответствие формулы (3.3) опытным данным закономерно, так как она получена из предположения, что в начальный момент удара верхнее сечение сваи получает скорость, общую со скоростью ударной части молота. Такое предположение справедливо лишь в случае абсолютно гладких поверхностей соударения тел, в действительности же соударение молота и сваи происходит обычно через упругую прокладку наголовника.

Большой объем теоретических и экспериментальных исследований, имевших целью разработать методику определения напряжений, возникающих в свае при забивке, выполнен в НИИ оснований Б.В. Бахолдиным [13, 14].

Эксперименты проводились с железобетонными сваями и моделями свай в глинистых и песчаных грунтах. Напряжения в сваях определялись с помощью специальных глубинных тензодатчиков, установленных в бетоне свай по ее длине, а перемещение – потенциометрическими датчиками.

Исходя из условия, что в момент достижения сжимающими напряжениями в зоне контакта своего максимума, скорости молота и сваи равны, Б.В. Бахолдин получил

формулу для определения максимальных контактных напряжений.

$$\sigma_{k,\max} \approx \frac{2}{3} \cdot \sqrt{6Q \cdot H / \left(\frac{\rho}{E_n} + \frac{1}{2} \cdot \frac{l}{E_c} \right) \cdot \left(1 + \frac{Q}{q} \right) \cdot F} \quad (3.5)$$

где Q – вес ударной части молота; H – высота подъема ударной части; q – вес сваи; ρ – толщина прокладки наголовника; E_n – модуль упругости прокладки; l – длина сваи; E_c – модуль упругости бетона сваи; F – площадь поперечного сечения сваи.

Полученные зависимости дают хорошую сходимость с практикой и позволяют при заданных условиях забивки подбирать такую энергию удара, и такие параметры прокладок, которые бы гарантировали сваи от возникновения в них разрушающих напряжений. Однако расхождение между экспериментальными и теоретическими данными остается существенным и составляет 10-15%.

Также в последнее время в различных источниках опубликованы работы, посвященные ударному нагружению свай применительно к определению отказа и несущей способности свай, оценке напряженно-деформированного состояния оголовка свай, формированию волн напряжений и решению задач об ударе груза по стержню с учетом дисперсии и геометрической нелинейности, моделям хрупкого разрушения при ударе, динамической прочности бетона.

Анализ исследований в области ударного погружения свай, а также наши исследования [31, 34, 35] показывают, что единого мнения в оценке напряженного состояния свай при забивке в настоящее время нет. Это объясняется как сложностью процесса протекания удара, так и многообразием факторов влияющих на процесс забивки.

3.2. Разработка теории расчета железобетонных конструкций при ударном воздействии.

3.2.1 Теория напряженно-деформированного состояния при ударном воздействии в начальный момент погружения.

На кафедре «Строительные конструкции» УлГТУ совместно с кафедрой «Теоретическая и прикладная механика» (д.т.н., профессор В.К. Манжосов) были проведены теоретические исследования напряженно-деформированного состояния свай при ударном нагружении.

Решение этой задачи вызвано необходимостью установления минимальной прочности мелкозернистого бетона для свай прорезающих жесткие прослойки и при достижении отказов близких к нулевым.

Рассмотрим задачу об ударном нагружении сваи при забивке до погружения в технологическую среду. Схема ударного нагружения представлена на рис.3.1 а.

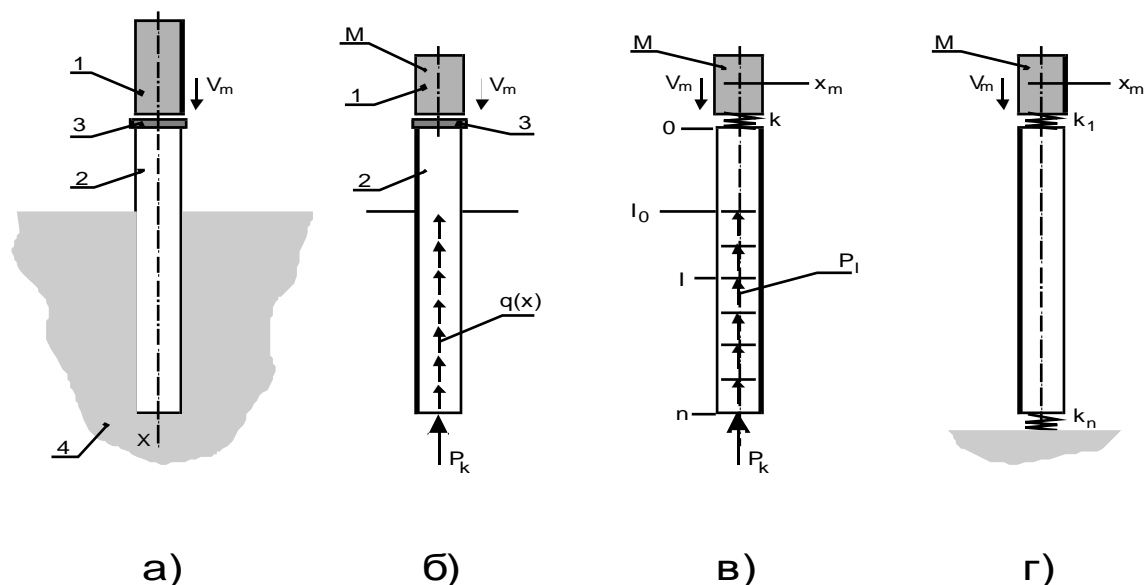


Рис. 3.1. Расчетные схемы при ударном погружении свай.

Ударная масса 1 (например, поршень дизель-молота), падая с некоторой высоты, наносит удар по свае 2, забивая ее в технологическую среду 4. Удар наносится, как правило, через деревянную прокладку 3.

Материал ударной массы – сталь, материал сваи – бетон. Отношение ударной жесткости поршня 1 к ударной жесткости сваи 2 составляет величину $r > 10$. В работе [30] показано, что при $r \geq 4$ с достаточной для практики точностью ударную массу 1 можно рассматривать как сосредоточенную.

Если отбросить связи сваи с технологической средой, то действие этих связей необходимо заменить соответствующими реакциями связей. Реакции связей представляют собой распределенные по глубине погружения силы сопротивления переменной интенсивности $q(x)$, на торце сваи действует реакция P_k – сила лобового сопротивления. Расчетная схема такого нагружения сваи представлена на рис.3.1б. Сосредоточенная масса M со скоростью V_m наносит удар через прокладку 3 по свае 2.

Так как масса прокладки 3 несоизмеримо мала по сравнению с ударной массой и массой сваи, то при расчетах достаточно учесть лишь упругие свойства прокладки, введя в расчетную схему сосредоточенный в ударном сечении упругий элемент жесткостью « k » (рис.3.1в). Распределенные силы сопротивления интенсивностью $q(x)$ можно привести к сосредоточенным силам сопротивления, действующим в конечном числе сечений стержня. В J -том сечении

$$P_J = \int_{x_{J-1}}^{x_J} q(x) dx, \quad J = J_0, J_0+1, \dots, n-1, n,$$

где J – номер сечения сваи, условно разбитой на n малых участков; x_{J-1} , x_J – координаты J -1-ого и J -того сечений; J_0 – сечение стержня, расстояние от которого до n -ного сечения определяет глубину погружения стержня в технологическую среду.

Расчетная схема ударного нагружения сваи может быть представлена в виде схемы, изображенной на рис.3.1в. Сосредоточенная масса M со скоростью V_m через упругий элемент жесткостью « k » наносит удар по свае. Свая условно разбита на n однородных участков. Полагая, что движение поперечных сечений в пределах J -того однородного участка описывается волновым уравнением

$$\frac{\partial^2 u_J(x, t)}{\partial x^2} - \frac{1}{a_J^2} \frac{\partial^2 u_J(x, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (3.6)$$

$$x_{j-1} \leq x \leq x_j, \quad J = 1, 2, 3, \dots, n-1, n,$$

где $u_j(x, t)$ – продольное перемещение произвольного сечения x J -того участка, x – координата сечения, t – время, a_j – скорость звука в материале J -того участка сваи (скорость распространения волны деформации).

Уравнение (3.6) дополним начальными и граничными условиями:

$$\text{начальные условия: при } t = 0 \quad u_j(x, 0) = 0, \quad \frac{\partial u_j(x, 0)}{\partial t} = 0 \quad (3.7)$$

$$x_{j-1} \leq x \leq x_j, \quad J = 1, 2, 3, \dots, n-1, n$$

граничные условия: при $x = 0$

$$E_1 A_1 \cdot \frac{\partial u_1(0, t)}{\partial x} + k[x_m - u_1(0, t)] = 0, \text{ если } \frac{\partial u_1(0, t)}{\partial x} \leq 0 \quad (3.8)$$

$$\frac{\partial u_1(0, t)}{\partial x} = 0, \text{ если } \frac{\partial u_1(0, t)}{\partial x} > 0 \quad (3.9)$$

при $x = x_j, \quad J = 1, 2, 3, \dots, n-1$

$$E_j A_j \cdot \frac{\partial u_j(x_j, t)}{\partial x} + (P_j)_x + E_{j+1} \cdot A_{j+1} \frac{\partial u_{j+1}(x_j, t)}{\partial x} = 0 \quad (3.10)$$

$$\frac{\partial u_j(x_j, t)}{\partial t} = \frac{\partial u_{j+1}(x_j, t)}{\partial t} > 0 \quad (3.11)$$

$$\text{при } x = x_n \quad -E_n A_n \cdot \frac{\partial u_n(x_n, t)}{\partial x} - (P_s)_x = 0, \quad P_s = P_k + P_n \quad (3.12)$$

где E_1, E_j, E_{j+1}, E_n – модуль упругости материала сваи соответственно на 1-ом, J -ом, $J+1$ -ом и n -ном участках; A_1, A_j, A_{j+1}, A_n – площадь поперечного сечения сваи соответственно на 1-ом, J -ом, $J+1$ -ом и n -ном участках; $\frac{\partial u_1(0, t)}{\partial x}$ – продольная деформация в ударном сечении сваи, x_m – перемещение ударной массы; $u_1(0, t)$ – перемещение ударного сечения сваи; $\frac{\partial u_j(x_j, t)}{\partial x}, \frac{\partial u_{j+1}(x_j, t)}{\partial x}, \frac{\partial u_n(x_n, t)}{\partial x}$ – продольная деформация в сечениях x_j и x_n соответственно J -того, $J+1$ -го и n -ного участков; $(P_j)_x$ – проекция на продольную ось x сосредоточенной в J -том сечении силы сопротивления P_j ; $\frac{\partial u_j(x_j, t)}{\partial x}, \frac{\partial u_{j+1}(x_j, t)}{\partial x}$ – скорость сечения x_j соответственно J -того и $J+1$ -го участков; $(P_s)_x$ – проекция на продольную ось x силы P_s ; P_n – сила сопротивления технологической среды на n -ном участке, приведенная к сечению x_n .

Силы сопротивления P_j ($J=J_0, J_0+1, \dots, n$) возникают при перемещении соответствующего сечения стержня и описываются как

$$(P_j)_x = \begin{cases} -P_j, & \text{если } \frac{\partial u_j(x, t)}{\partial t} > 0, \\ N_j, & \text{если } \frac{\partial u_j(x, t)}{\partial t} = 0, \\ P_j, & \text{если } \frac{\partial u_j(x, t)}{\partial t} < 0, \end{cases} \quad (3.13)$$

где N_j – продольная сила в J -том поперечном сечении.

Сила лобового сопротивления возникает тогда, когда скорость сечения $x = x_n$

$$\text{больше нуля} \left(\frac{\partial u_n(x_n, t)}{\partial t} > 0 \right), P_k = \begin{cases} P_k, \text{ если } \frac{\partial u_n(x_n, t)}{\partial t} > 0, \\ 0, \text{ если } \frac{\partial u_n(x_n, t)}{\partial t} \leq 0. \end{cases} \quad (3.14)$$

Движение ударной массы M описывается дифференциальным уравнением

$$M \cdot \ddot{x}_m = -k [x_m - u_1(0, t)], \quad (3.15)$$

при следующих начальных условиях:

$$\begin{aligned} x_m|_{t=0} &= 0 & \dot{x}_m|_{t=0} &= 0 \end{aligned} \quad (3.16)$$

где v_0 – начальная скорость ударной массы перед ударом.

Решение волнового уравнения (3.6) представляется в виде:

$$u_J(x, t) = f_J(a_J t - x) + \varphi_J(a_J t + x), \quad (3.17)$$

$x_{J-1} \leq x \leq x_J$, $J = 1, 2, 3, \dots, n-1, n$

где $f_J(a_J t - x)$ – функция, описывающая параметры прямой волны деформации на J -том участке; $\varphi_J(a_J t + x)$ – функция, описывающая параметры обратной волны деформации на J -том участке.

В ударном сечении $x = 0$ формируется прямая волна $f_1(a_1 t - 0)$, параметры которой определяются из дифференциального равенства

$$f'(a_1 t - 0) = \frac{k}{E_1 A_1} \cdot [x_m - u_1(0, t)] + \varphi'(a_1 t + 0) \quad (3.18)$$

Эта волна распространяется по свае от участка к участку. Ее потенциал несколько ослабевает по мере прохождения зоны погружения сваи, так как часть энергии волны затрачивается на работу сил технологического сопротивления.

Наиболее неблагоприятная ситуация для работы сваи возникает, тогда, когда еще до погружения сваи лобовое сопротивление сваи настолько велико, что деформации грунта под торцом сваи упругие и практически вся энергия ударной массы переходит в потенциальную энергию упругих деформаций и кинетическую энергию в свае. Эту ситуацию можно представить в виде расчетной схемы, представленной на рис.3.1г. Здесь отсутствуют силы технологического сопротивления P_J . Упругие свойства грунта, взаимодействующего с торцом сваи, моделируются сосредоточенным упругим элементом жесткостью « k_n ».

Данная модель ударного нагружения описывается также уравнениями (3.6) ÷ (3.17) с учетом того, что

$$(P_J)_x=0, P_s = \begin{cases} k_n \cdot u_n(x, t), \text{ если } \frac{\partial u_n(x, t)}{\partial t} \geq 0, \\ 0, \text{ если } \frac{\partial u_n(x, t)}{\partial t} < 0. \end{cases} \quad (3.19)$$

Сформированная в сечении x_{J-1} J -того участка прямая волна $f'(a_J t - x_{J-1})$ достигнет сечения x_J с запаздыванием $\Delta t = (x_J - x_{J-1})/a_J$. Сформированная в сечении x J -того участка обратная волна $\varphi'_J(a_J t - x_J)$ достигнет сечения x с запаздыванием $\Delta t = (x_J - x_{J-1})/a_J$. Падающие на сечение прямая волна $f'(a_J t - x_J)$ и обратная волна $\varphi'_{J+1}(a_J t - x_J)$ формируют прямую волну

$$f'_{J+1}(a_J t - x_J) = Q_f(J) f'_J(a_J t - x_J) + R_\varphi(J) \varphi'_{J+1}(a_{J+1} t + x_J) \quad (3.20)$$

обратную волну

$$\varphi'_J(a_J t + x_J) = R_f(J) f'_J(a_J t - x_J) + Q_\varphi(J) \varphi'_{J+1}(a_{J+1} t + x_J) \quad (3.21)$$

где $Q_f(J) = 2r(J)/(r(J)+1)$ – коэффициент прохождения падающей прямой волны через J -тое сечение; $r(J) = E_J \cdot A_J \cdot Q_{J+1}/E_{J+1} \cdot A_{J+1} \cdot Q_J$ – отношение волновых сопротивлений J -того и $J+1$ -го

участка, $Q_\phi(J)=2((r(J)+1))$ – коэффициент прохождения падающей обратной волны через J-тое сечение; $R_f(J)=(r(J)-1)/(r(J)+1)$ – коэффициент отражения падающей прямой волны от J-того сечения, $R_\phi(J)=(1-r(J))/(r(J)+1)$ – коэффициент отражения падающей обратной волны от J-того сечения.

Падающая на сечение x_n прямая волна $f'_n(a_n t - x_n)$, взаимодействуя с упругим элементом, формирует обратную волну $\phi'_n(a_n t - x_n)$, параметры которой определяются из решения дифференциального уравнения:

$$\text{при } \frac{\partial u_n(x_n, t)}{\partial t} \geq 0 \quad \phi'_n(a_n, t + x_n) + \frac{k_n}{E_n A_n} \phi_n(a_n, t + x_n) = f'_n(a_n, t - x_n) + \frac{k_n}{E_n A_n} f_n(a_n, t - x_n) \quad (3.22)$$

$$\text{либо при } \frac{\partial u_n(x_n, t)}{\partial t} < 0 \quad \phi'_n(a_n t - x_n) = f'_n(a_n t - x_n) \quad (3.23)$$

Уравнения (3.18) для $J=0$, (3.20) и (3.21) для $J=1, 2, \dots, n-1$, (3.22) и (3.23) для $J=n$ позволяют определить параметры формируемых волн в сечениях $J=0, 1, 2, \dots, n$. Если в произвольном J-том сечении будут известны параметры формируемых волн при известных параметрах падающих волн, то можно определить продольную деформацию в J-том сечении

$$\frac{\partial u_j(x_j, t)}{\partial x} = f'_j(a_j t - x_j) + \phi'_j(a_j t - x_j), \text{ нормальные напряжения в J-том сечении } \sigma(x_j, t) = E_j \cdot \frac{\partial u_j(x_j, t)}{\partial x},$$

$$\text{продольную силу в J-том сечении } N(x_j, t) = E_j A_j \frac{\partial u_j(x_j, t)}{\partial x}.$$

Изложенная методология расчета была реализована в программе расчета ударного нагружения свай для ЭВМ (PILE) [31].

На рис. 3.2 показаны графики зависимости возникающих в голове свай максимальных напряжений в зависимости от энергии удара вычисляемые по формулам предложенным Н.Г.Герсеговым (3.3), В.В.Кречмером (3.4), Б.В.Бахолдиным (3.5), а также на основании моделирования на ЭВМ теоретического расчета по изложенному выше алгоритму.

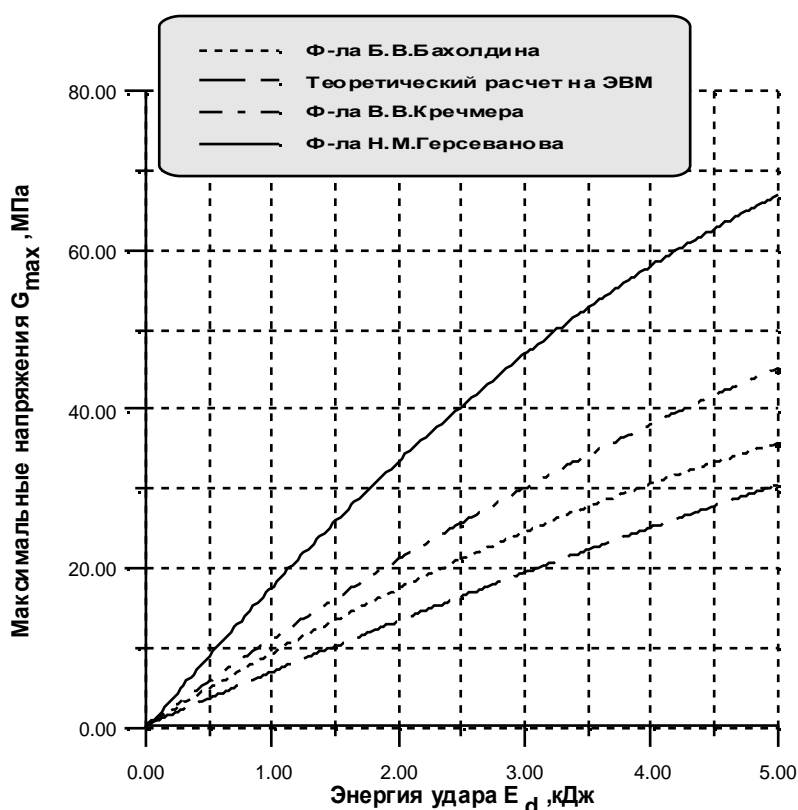


Рис. 3.2 Графики напряжений возникающих в голове свай.

В дальнейшем испытания экспериментальных образцов показали, что наиболее близким к результатам экспериментов представленным далее является расчет проведенный на ЭВМ (позволяющий более полно учесть факторы влияющие на условия забивки, а также легко вводить различные поправочные коэффициенты). Вычисления по формуле (3.5) являются приближенными и могут использоваться при допустимом расхождении в 10÷15%. Вычисления по формулам (3.3) и (3.4) дают слишком большие расхождения с данными экспериментов и для практических расчетов не пригодны.

3.2.2 Учет присоединенной массы грунта при погружении свай

При погружении сваи в грунт на определенную глубину, характер напряженно-деформированного состояния изменяется. Для грунта окружающего сваю, являющегося технологической средой, действующие в данном случае силы трения по боковой поверхности сваи можно учесть присоединенной массой.

На границе между двумя средами с различными свойствами, ударная волна может быть отражена обратно в среду, из которой она вышла, или преломлена [30]. Соответственно наиболее характерное изменение распространения волн деформаций происходит на границе перехода из среды непосредственно сваи 2, в среду включающую в себя сваи 2 и технологическую среду 4 (рис. 3.1).

Для оценки происходящих процессов можно принять присоединенную массу в качестве сосредоточенной, меняющей свое положение и величину в зависимости от глубины погружения сваи.

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние сваи с учетом присоединенной массы:

Преобразование волны в J-том сечении, где расположена сосредоточенная масса M_J (рис.3.3).

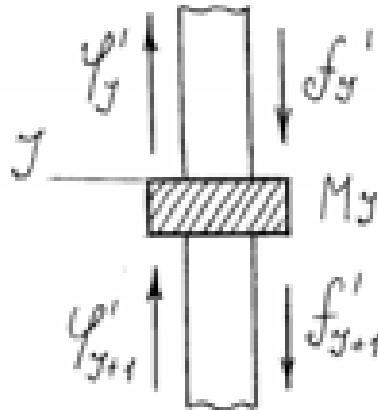


Рис. 3.3 Расчетная схема учета присоединенной массы.

При граничных условиях :

$$M_J \cdot \frac{\partial^2 u_J(x_J, t)}{\partial t^2} = -E_J \cdot A_J \cdot \frac{\partial u_J(x_J, t)}{\partial x} + E_{J+1} \cdot A_{J+1} \cdot \frac{\partial u_{J+1}(x_J, t)}{\partial x} \quad (3.24)$$

$$\frac{\partial u_J(x_J, t)}{\partial t} = \frac{\partial u_{J+1}(x_J, t)}{\partial t} \quad (3.25)$$

Полагаем, что $u_J(x_J, t) = f_J(a_J t - x_J) + \varphi_J(a_J t + x_J)$,

$u_{J+1}(x_J, t) = f_{J+1}(a_{J+1} t - x_J) + \varphi_{J+1}(a_{J+1} t + x_J)$

$$\begin{aligned}
\frac{\hat{c}u_J(x_J, t)}{\partial t} &= a_J f'_J(a_J t - x_J) + a_J \phi'_J(a_J t + x_J) \\
\frac{\hat{c}u_{J+1}(x_J, t)}{\partial t} &= a_{J+1} f'_{J+1}(a_{J+1} t - x_J) + a_{J+1} \phi'_{J+1}(a_{J+1} t + x_J) \\
\frac{\hat{c}u_J(x_J, t)}{\partial x} &= -f'_J(a_J t - x_J) + \phi'_J(a_J t + x_J) \\
\frac{\hat{c}u_{J+1}(x_J, t)}{\partial x} &= -f'_{J+1}(a_J t - x_J) + \phi'_{J+1}(a_J t + x_J) \\
\frac{\partial^2 u_J(x_J, t)}{\partial t^2} &= a_J^2 \cdot f''_J(a_J t - x_J) + a_J^2 \cdot \phi''_J(a_J t + x_J)
\end{aligned}$$

Учитывая, данные равенства в граничных условиях (3.24) и (3.25), получим после преобразований:

$$\begin{aligned}
&f''_{J+1}(a_{J+1} t - x_J) + \frac{E_J A_J}{M_J \cdot a_{J+1}^2} \cdot \frac{a_{J+1}}{a_J} \cdot f'_{J+1}(a_{J+1} t - x_J) + \\
&+ \frac{E_{J+1} A_{J+1}}{M_J \cdot a_{J+1}^2} \cdot f'_{J+1}(a_{J+1} t - x_J) = 2 \frac{E_J A_J}{M_J \cdot a_{J+1}^2} \cdot f'_J(a_J t - x_J) + \\
&+ \left(E_{J+1} A_{J+1} - E_J A_J \frac{a_{J+1}}{a_J} \right) \cdot \phi'_{J+1} - \phi''_{J+1}(a_{J+1} t + x_J)
\end{aligned}$$

Опуская для упрощения аргументы, запишем:

$$\begin{aligned}
&f''_{J+1} + \left(\frac{E_J A_J}{M_J \cdot a_{J+1}^2} \cdot \frac{a_{J+1}}{a_J} + \frac{E_{J+1} A_{J+1}}{M_J \cdot a_{J+1}^2} \right) \cdot f'_{J+1} = \\
&= 2 \frac{E_J A_J}{M_J \cdot a_{J+1}^2} \cdot f'_J + \left(E_{J+1} A_{J+1} - E_J A_J \frac{a_{J+1}}{a_J} \right) \cdot \phi'_{J+1} - \phi''_{J+1}
\end{aligned}$$

Упростим далее постановку задачи, полагая, что $E_J = E_{J+1} = E$, $A_J = A_{J+1} = A$, $a_J = a_{J+1} = a$. Тогда имеем

$$f''_{J+1} + 2 \frac{E \cdot A}{M_J \cdot a^2} \cdot f'_{J+1} = 2 \frac{E \cdot A}{M_J \cdot a^2} \cdot f'_J - \phi''_{J+1}, \text{ или } f''_{J+1} = -2 \frac{E \cdot A}{M_J \cdot a^2} \cdot f'_{J+1} + 2 \frac{E \cdot A}{M_J \cdot a^2} \cdot f'_J - \phi''_{J+1}$$

$$\text{так как } E = a^2 \cdot \rho, \text{ то } \frac{E \cdot A}{M_J \cdot a^2} = \frac{\rho \cdot A}{M_J} \cdot \frac{\Delta \ell}{\Delta \ell} = \frac{\Delta m}{M_J} \cdot \frac{1}{\Delta \ell},$$

где $\Delta m = \rho \cdot A \cdot \Delta \ell$ – масса стержня длиной $\Delta \ell$.

Обозначим $\frac{\Delta m}{M} = \tilde{m}$, тогда

$$f''_{J+1} = -2 \frac{\tilde{m}_J}{\Delta \ell} \cdot f'_{J+1} + 2 \frac{\tilde{m}_J}{\Delta \ell} \cdot f'_J - \phi''_{J+1} \quad (3.26)$$

Аналогично после преобразований можем найти, что

$$\phi''_J = -2 \frac{\tilde{m}_J}{\Delta \ell} \cdot \phi'_J + 2 \frac{\tilde{m}_J}{\Delta \ell} \cdot \phi'_{J+1} - f''_J \quad (3.27)$$

$$\text{Так как } f'_{J+1} = (f'_{J+1})_0 + \int_{t_0}^t a \cdot f''_{J+1} \cdot dt, \quad \phi'_J = (\phi'_J)_0 + \int_{t_0}^t a \cdot \phi''_J \cdot dt,$$

то, учитывая (3.26) и (3.27) в данных интегральных выражениях, получим

$$f'_{J+1} = (f'_{J+1})_0 + \int_{t_0}^t a \cdot \left(-2 \frac{\tilde{m}_J}{\Delta \ell} \cdot f'_{J+1} + 2 \frac{\tilde{m}_J}{\Delta \ell} \cdot f'_J - \phi''_{J+1} \right) \cdot dt \quad (3.28)$$

$$\phi'_J = (\phi'_J)_o + \int_{t_o}^t a \cdot \left(-2 \frac{\tilde{m}_J}{\Delta \ell} \cdot \phi'_J + 2 \frac{\tilde{m}_J}{\Delta \ell} \cdot \phi'_{J+1} - f''_J \right) \cdot dt \quad (3.29)$$

Функции f'_J и ϕ'_{J+1} описывают падающие волны. Они должны быть заданы, а следовательно, будут известны и их производные f''_J и ϕ''_{J+1} .

В интегральных выражениях (3.28) и (3.29) в правой части также содержатся неизвестные f'_{J+1} и ϕ'_J .

Используя метод последовательных приближений можно записать, что для i -того приближения

$$\begin{aligned} (f'_{J+1})_i &= (f'_{J+1})_o + \int_{t_o}^t a \cdot \left(-2 \frac{\tilde{m}_J}{\Delta \ell} \cdot (f'_{J+1})_{i-1} + 2 \frac{\tilde{m}_J}{\Delta \ell} \cdot f'_J - \phi''_{J+1} \right) \cdot dt \\ (\phi'_J)_i &= (\phi'_J)_o + \int_{t_o}^t a \cdot \left(-2 \frac{\tilde{m}_J}{\Delta \ell} \cdot (\phi'_J)_{i-1} + 2 \frac{\tilde{m}_J}{\Delta \ell} \cdot \phi'_{J+1} - f''_J \right) \cdot dt. \end{aligned}$$

Так как $\int_{t_o}^t a \cdot \phi''_{J+1} \cdot dt = \phi'_{J+1} - (\phi'_{J+1})_o$; $\int_{t_o}^t a \cdot f''_J \cdot dt = f'_J - (f'_J)_o$, то имеем

$$(\phi'_J)_i = (\phi'_J)_o + (f'_J)_o - f'_J + \int_{t_o}^t a \left[2 \frac{\tilde{m}}{\Delta \ell} \phi'_{J+1} - 2 \frac{\tilde{m}}{\Delta \ell} (\phi'_J)_{i-1} \right] dt \quad (3.30)$$

$$(\phi'_J)_i = (\phi'_J)_o + (f'_J)_o - f'_J + \int_{t_o}^t a \left[2 \frac{\tilde{m}}{\Delta \ell} \phi'_{J+1} - 2 \frac{\tilde{m}}{\Delta \ell} (\phi'_J)_{i-1} \right] dt. \quad (3.31)$$

Если $t = t_0 + \Delta t$, Δt – малая величина, в пределах Δt функции постоянны, то от интегральных выражений (3.25) и (3.26) можно перейти к алгебраическим видам:

$$(f'_{J+1})_i = (f'_{J+1})_o + (\phi'_{J+1})_o - \phi'_{J+1} + 2 \frac{a \cdot \Delta t}{\Delta \ell} [\tilde{m}_J \cdot f'_J - \tilde{m}_J (f'_{J+1})_{i-1}] \quad (3.32)$$

$$(\phi'_J)_i = (\phi'_J)_o + (f'_J)_o - f'_J + 2 \frac{a \cdot \Delta t}{\Delta \ell} \tilde{m}_J [\phi'_{J+1} - (\phi'_J)_{i-1}]. \quad (3.33)$$

Полагая $a \cdot \Delta t = \Delta \ell$, получим

$$(f'_{J+1})_i = (f'_{J+1})_o + (\phi'_{J+1})_o - \phi'_{J+1} + 2 \tilde{m}_J \cdot [f'_J - (f'_{J+1})_{i-1}] \quad (3.34)$$

$$(\phi'_J)_i = (\phi'_J)_o + (f'_J)_o - f'_J + 2 \tilde{m}_J \cdot [\phi'_{J+1} - (\phi'_J)_{i-1}] \quad (3.35)$$

Изложенная методология преобразования распространения волн деформаций с учетом присоединенной массы также была реализована в виде программы для ЭВМ.

Проводя теоретическое моделирование на ЭВМ по разработанной методике расчета можно получить графики распределения максимальных напряжений по высоте экспериментального образца (глава 5), при различном положении присоединенной массы. Наиболее характерным является график для случая когда сосредоточенная масса расположена в средней части образца (рис. 3.4).

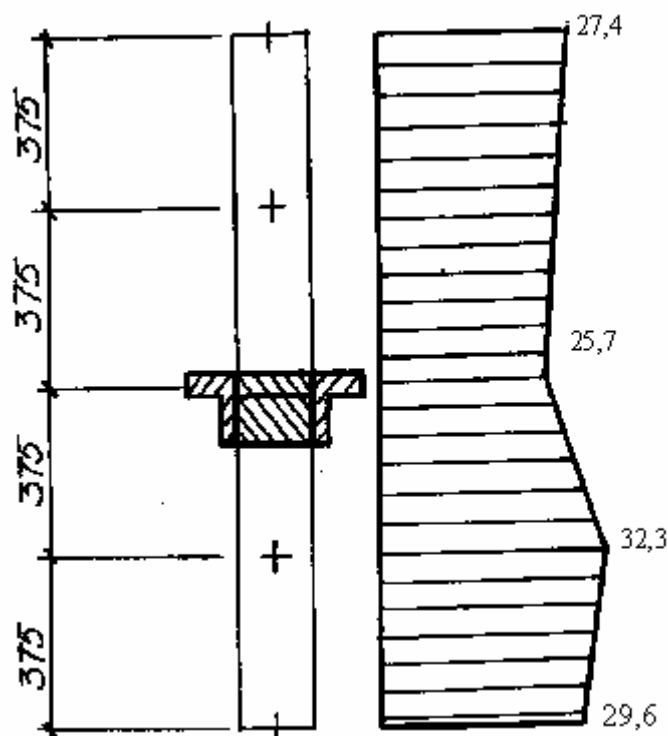


Рис. 3.4 График распределения максимальных напряжений σ , (МПа) по высоте образца.

Полученный график показывает, что максимум напряжений возникает в данном случае не в голове сваи, а в сечениях расположенных за линией действия присоединенной массы. Затем к нижней части образца напряжения несколько снижаются. Учитывая, что при прохождении обратной волны также могут возрастать и растягивающие напряжения, это может привести к возникновению значительных трещин в бетоне свай.

3.3 Экспериментальная проверка теоретических исследований при динамических воздействиях

3.3.1. Методика проведения экспериментов.

3.3.1.1 Конструкция и изготовление опытных образцов.

Для проведения экспериментальной проверки возможности применения мелкозернистого бетона в конструкциях свай были изготовлены образцы в пяти сериях с ненапрягаемой и преднапряженной арматурой. Опытные образцы представляли собой полнотелые сваи квадратного сечения с тупым нижним концом. Размеры поперечного сечения были приняты 10х10 см, длина 150 см.

Испытания конструкций, а также испытания контрольных образцов производились в возрасте 28 суток в научно-исследовательской лаборатории кафедры «Строительные конструкции» Ульяновского государственного технического университета.

Армирование опытных образцов приведено на рис. 3.5 – 3.6.

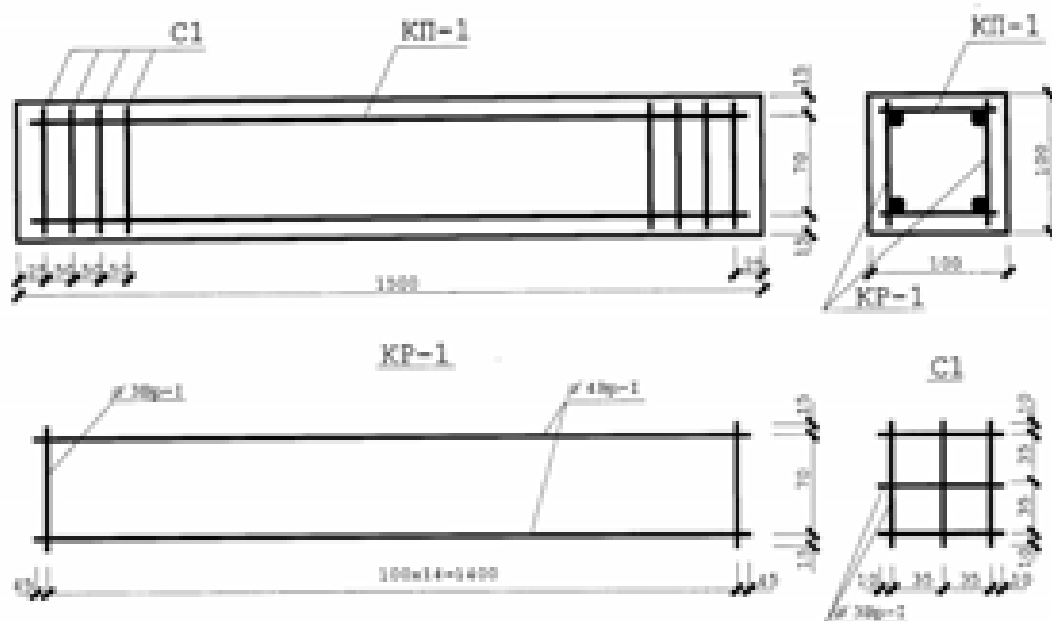


Рис. 3.5. Опытные образцы с обычным армированием.

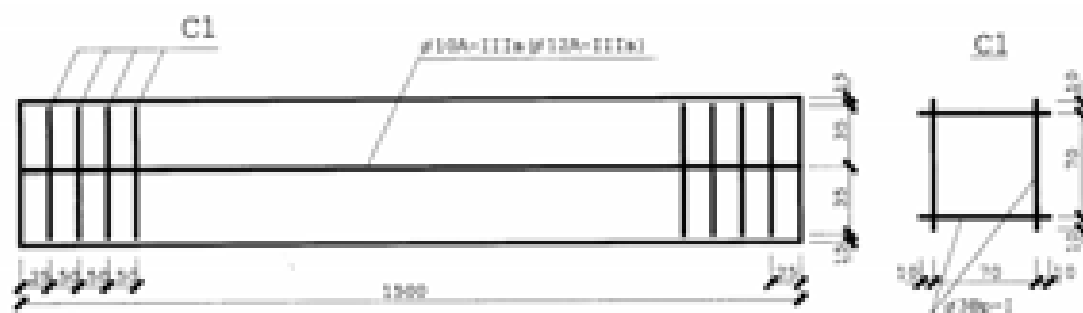


Рис. 3.6. Опытные образцы с преднапряженной арматурой.

В первой серии изготовлены образцы армированные пространственными каркасами с размещением продольных рабочих стержней диаметром 4 мм из арматуры Вр-I в углах каркаса, мелкозернистый бетон применялся класса В15.

Опытные образцы второй серии армировались преднапряженным арматурным стержнем из арматуры класса А-Шв диаметром 10 мм, который располагался в центре тяжести поперечного сечения, мелкозернистый бетон использовался класса В25.

Третья серия повторяла условия второй серии и отличалась только принятым диаметром арматуры равным 12 мм.

В четвертой серии были изготовлены образцы без предварительного напряжения, которые дублировали вторую и третью серии.

В пятой серии изготовлены преднапряженные образцы для испытаний с учетом сил бокового трения грунта (испытания с присоединенной массой).

Предварительное натяжение арматуры осуществлялось электротермическим способом на упоры стенда. Для контроля величины предварительного напряжения арматуры использовался электронный измеритель напряжений ЭИН-МГ4. Перед формованием образцов на арматурном стержне наклеивались тензодатчики, для их гидрозащиты использовался эпоксидный клей.

3.3.1.2. Конструкция и характеристики испытательного стенда.

Принятая конструкция должна обеспечивать возможность нагружения образцов продольными ударами различной интенсивности, при этом должна сохраняться возможность визуального наблюдения за состоянием образцов.

С этой целью была спроектирована и изготовлена специальная установка, представляющая собой копер с молотом механического действия. При проектировании руководствовались следующими требованиями:

- условия работы опытных образцов должны соответствовать реальным условиям забивки;

- полезная высота копра должна обеспечивать возможность испытания таких свай, длина которых позволяла бы фиксировать распределение возникающих при ударе напряжений по длине сваи, учитывая большую скорость распространения волн напряжения в бетоне (3000-5000 м/с).

Успешное применение сваепогружательных средств зависит от правильного выбора молота. Тип молота выбирается исходя из несущей способности и массы сваи.

Минимальная энергия молота E_{dm} , кДж, определяется по формуле:

$$E_{dm} = 1,75 \cdot a \cdot N \quad (3.36)$$

где a – коэффициент равный 25 дЖ/кН; N – расчетная нагрузка допускаемая на сваю, кН.

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю определяется исходя из несущей способности сваи по грунту или из несущей способности сваи по материалу. Для нашего случая нагружения при опирании нижнего конца опытных образцов на жесткое основание, меньшей будет являться несущая способность сваи по материалу.

Для практических расчетов несущая способность забивных железобетонных свай по материалу определяется по формуле:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \gamma_c \cdot \varphi \cdot (R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s) \quad (3.37)$$

где, F_d – несущая способность сваи; γ_k – коэффициент надежности, равный 1,2; φ – коэффициент учитывающий продольный изгиб сваи, равный 1,0; R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа; A_b – площадь бетона, m^2 ; R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию, МПа; A_s – площадь бетона, m^2 ; γ_c – коэффициент условий работы, равный 0,9.

Молот с расчетной энергией E_{dm} должен удовлетворять условию:

$$(Q+q)/E_{dm} \leq k_m \quad (3.38)$$

где, Q – масса молота, кН; q – масса сваи, кН; k_m – коэффициент принимаемый для железобетонных свай не более 3.

Окончательно для испытания образцов приняты следующие параметры – таблица 3.1:

Таблица 3.1

Результаты расчета параметров свай и молота.

Серии образцов	Расчетные параметры				
	Несущая способность F_d , кН	Минимальная энергия удара, E_{dm} , кДж	Вес молота, кН	Высота падения ударной части, м.	Условие подбора молота

Образцы 1 серии	65	2,5	1,0	2,5	$(Q+q)/E_{dm}=0,6 \leq k_m=3$ выполняется
Образцы 2 серии – 5 серии	120	4,5	1,5	3,0	$(Q+q)/E_{dm}=0,4 \leq k_m=3$ выполняется

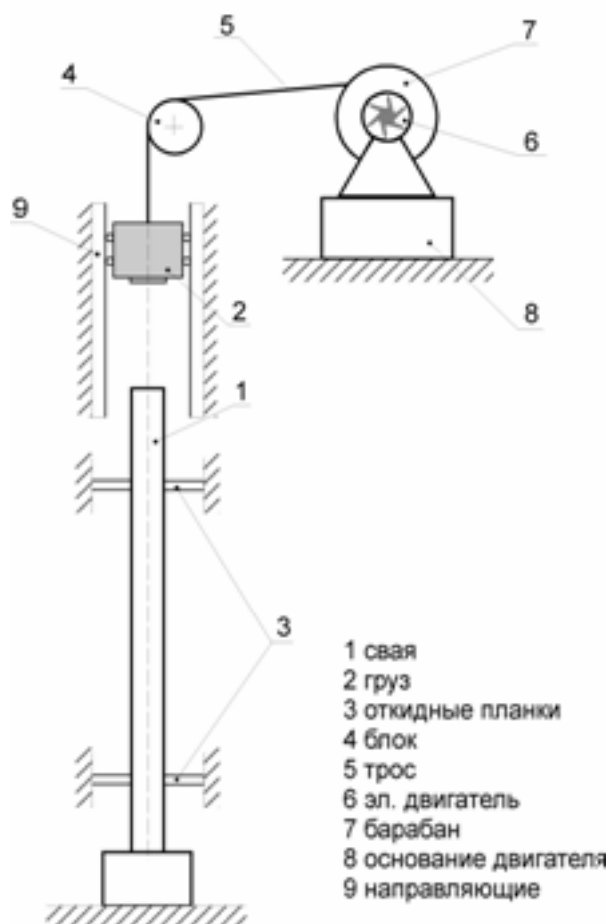


Рис. 3.7. Общий вид копрового стенда.

Учитывая вышесказанное, были приняты следующие параметры копрового стенда: масса ударной части молота – от 1 до 2,5 кН; полезная высота – 5 м; поперечное сечение сваи – 10х10 см., длина образцов принята 1,5 м; диапазон высоты падения молота принят 50-250 см; отношение массы молота к массе сваи Q/q составляет от 2,5 до 3,4 что соответствует реальным условиям забивки. Общий вид копрового стенда показан на рис. 3.7.

Подъем груза осуществлялся лебедкой, соединенной через силовой редактор с электродвигателем при помощи троса, перекинутого через верхний блок. При достижении грузом конечного выключателя, установленного на необходимой высоте, производилось автоматическое сбрасывание груза. Для обеспечения соосности удара предусмотрена фиксация образца откидными планками, а движение груза происходило по направляющим.

Перед началом испытаний нижний конец образца помещали в металлический стакан, снабженный деревянной прокладкой из сосновой доски, имитирующей упруго-пластические свойства грунта. Затем образец устанавливали в ящик со щебнем, после на него надевали наголовник с прокладкой из сосновых досок. Толщина прокладок наголовника составляла $40 \div 60$ мм. Принятый способ испытаний позволял проводить визуальное наблюдение за состо-

янием образца во время «забивки» и обеспечивал проведение большой серии ударов при нулевых отказах, т.е. в наиболее тяжелых условиях забивки.

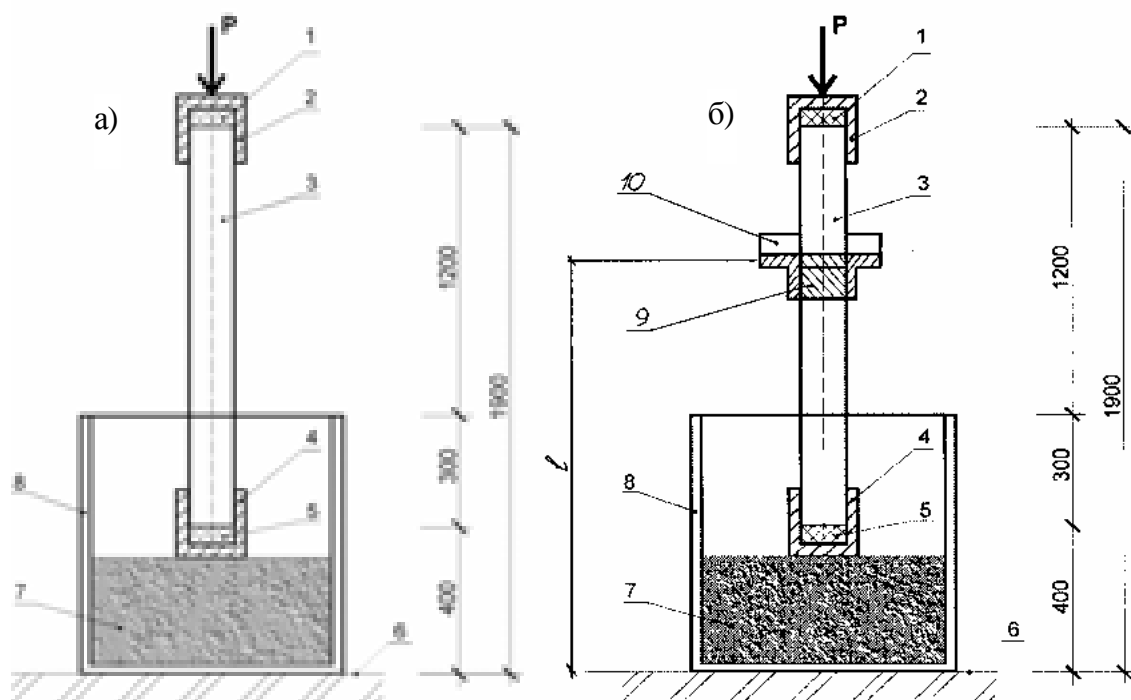


Рис. 3.8. Схема испытания образцов: а – соответствующая начальному этапу погружения свай; б – с учетом присоединенной массы: 1– прокладка наголовника; 2 – наголовник; 3 – свая; 4 – нижний стакан; 5 – прокладка; 6 – железобетонный массив; 7– щебень; 8 – металлический короб; 9 – металлическая обойма; 10 – изменяемый груз

В дополнительных испытаниях система оснащалась дополнительной системой имитирующей присоединенную массу. Схема испытания образцов динамической нагрузкой с присоединенной массой и без нее показана на рис. 3.8, б и 3.8, а соответственно.

Также для наиболее полного рассмотрения процессов происходящих в опытных образцах, применялись кроме обычных, специально созданные глубинные датчики.

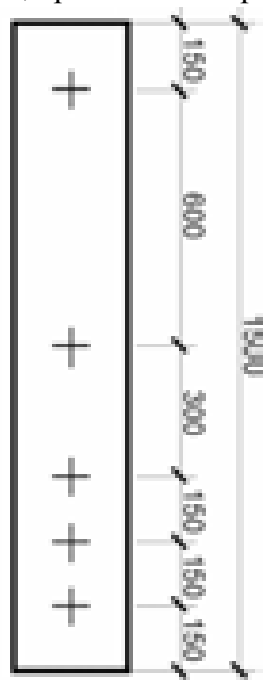


Рис 3.9. Схема установки датчиков.

3.3.1.3 Измерительный комплекс.

Измерительный комплекс состоял из тензорезисторного измерительного комплекса на основе автоматического измерителя деформаций АИД-4 и многоканальной измерительной тензометрической станции ИТС.

После предварительных испытаний была принята следующая схема установки датчиков по сечениям образца (рис.3.9.).

Для измерения ширины раскрытия трещин применялся микроскоп МПБ-2 по ГОСТ 14968-69.

Для рассмотрения процессов происходящих в сечениях образцов непосредственно во время удара автором была разработана и изготовлена многоканальная измерительная

тензометрическая станция ИТС. Измерительная станция состояла из входного измерительного устройства, универсального десятиканального усилителя на быстродействующих интегральных схемах и выходное осциллографическое устройство включающее в себя многоканальный осциллограф.

Тензорезисторный комплекс состоял из измерителя АИД-4, автоматического переключателя АП-100 и тарировачного устройства.

Для измерения продольных и поперечных деформаций применялись глубинные и установленные по всем четырем сторонам образца поверхностные датчики. Тарировку датчиков по каждому каналу производили непосредственно перед испытанием.

3.3.2 Экспериментальная проверка ударных воздействий на элементы из мелкозернистого бетона

В процессе забивки в сваях возникают значительные по величине напряжения. Величина контактных напряжений, как правило, превосходит (в 3-5 раз) напряжения, возникающие в свае от действия эксплуатационных нагрузок. В то же время действующими нормами на проектирование железобетонных свай динамические усилия, возникающие при забивке, не учитываются. Это приводит к ошибкам при конструировании свай, например, при назначении класса бетона, количества и величины напряжения арматуры, которые могут явиться причиной повреждений свай при забивке.

Удар молота о сваю вызывает возникновение в ней волны сжатия, которая распространяется по направлению к острию со скоростью звука. Форма, амплитуда и длина исходящей волны в основном определяется весом молота, скоростью соударения и упругими свойствами материала сваи и прокладки.

В данной части изложены результаты экспериментальных исследований работы свай при действии на них динамических нагрузок, возникающих при забивке. В задачи исследования входило: выявить особенности поведения под нагрузкой свай из мелкозернистого бетона; выявить влияние предварительного напряжения арматуры на состояние и ударную прочность свай при забивке; провести сравнение теоретических и экспериментальных данных, дать рекомендации по практическому применению теоретического расчета; выявить характер распределения остаточных деформаций по сечениям опытных образцов в зависимости от количества наносимых ударов.

3.3.2.1. Поведение опытных образцов под нагрузкой.

Поведение всех опытных образцов под нагрузкой можно разделить на три этапа: рост напряжений, стабильная работа и разрушение.

На первом этапе, происходило некоторое погружение нижнего конца образца в щебень. Этот этап характеризовался уплотнением основания и одновременно увеличением жесткости прокладки наголовника. Эти два обстоятельства вызвали резкое возрастание как сжимающих, так и растягивающих напряжений. Поведение образцов в данный период соответствует в реальных условиях начальному этапу забивки, когда велика свободная длина сваи, и характеризуется постепенным возрастанием (по мере заглубления в грунт) сжимающих напряжений.

Начало второго этапа характеризовалось относительно стабильной работой элементов. Величина сжимающих напряжений в этот период достигала своего максимума и в дальнейшем не зависела от количества наносимых ударов. Второй этап имитировал работу свай при встрече в реальных условиях с препятствием в виде плотных прослоек, препятствующих дальнейшему ее погружению. На этом этапе начинается и разрушение свай.

Огибающая эпюра характерного распределения напряжений по длине образца построенная в результате обработки осциллограмм приведена на рис. 3.10.

Из рисунка видно, что максимальные сжимающие напряжения возникают в головной части сваи. По мере удаления от верхнего торца сваи величина сжимающих напряжений быстро уменьшалась. В нижнем конце сваи имело место некоторое увеличение сжимающих напряжений за счет частичного отражения от грунта исходной волны сжатия. Такое увеличение сжимающих напряжений в нижнем конце сваи характерно при забивке в плотные прочные грунты.

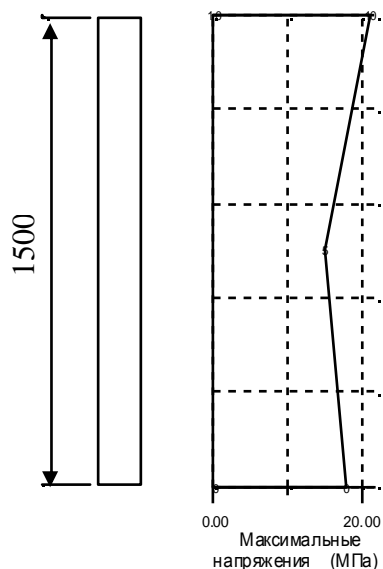


Рис 3.10. Характерное распределение средних сжимающих напряжений по длине образца с обычным армированием.

Однако, несмотря на это напряжения в нижнем конце сваи всегда были меньше, чем в голове сваи.

Последний этап представлял собой непосредственно разрушение, характер которого был неодинаков в различных образцах и в большей степени определялся наличием или отсутствием предварительного напряжения арматуры.

Результаты испытаний опытных образцов приведены в таблице 3.2.

Отклонение значений опытных деформаций в сериях составило не более 10%. Поэтому напряжения рассчитываем по динамическому модулю упругости и средним по серии деформациям.

Разрушение образцов 1(CB1-CB4) и 5(CB16-CB20) серий начиналось в основном с разрушения ствола сваи.

Таблица 3.2

Средние напряжения в образцах.

Параметры	1 серия CB1- -CB4	2 серия CB5- -CB8	3 серия CB9- -B12	4 серия CB13- -CB16	5 серия CB17- -CB20
Напряжения возникающие в верхней части опытного образца, σ (МПа)	16,2	26,0	26,1	26,8	27,0
Напряжения возникающие в средней части опытного образца, σ (МПа)	11,2	17,0	17,1	18,9	19,0
Напряжения возникающие в нижней части опытного образца (для 5 серии напряжения ниже присоединенной массы), σ (МПа)	13,6	22,5	22,2	22,3	27,8

Средние напряжения в стволе образцов с обычным армированием меньше напряжений в голове образцов и к тому же косвенное армирование должно повысить прочность бетона в концах образцов. Однако эксцентриситет, который появляется при ударе за счет неравномерной плотности прокладки, щебня и неточным приложением ударной массы, приводит к неравномерным по сечению образца напряжениям. При этом краевое

напряжение в стволе образца превосходит напряжения возникающие в месте удара (рис. 3.11 и 3.12).

На графиках также приведены теоретические значения напряжений, рассчитанных по методике изложенной в четвертой главе.

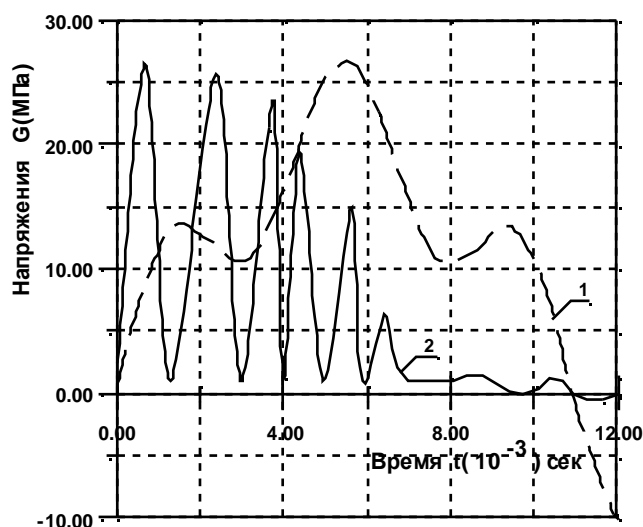


Рис. 3.11. График напряжений в верхней части образца во времени. 1 – значения рассчитанные на ЭВМ; 2 – опытные значения.

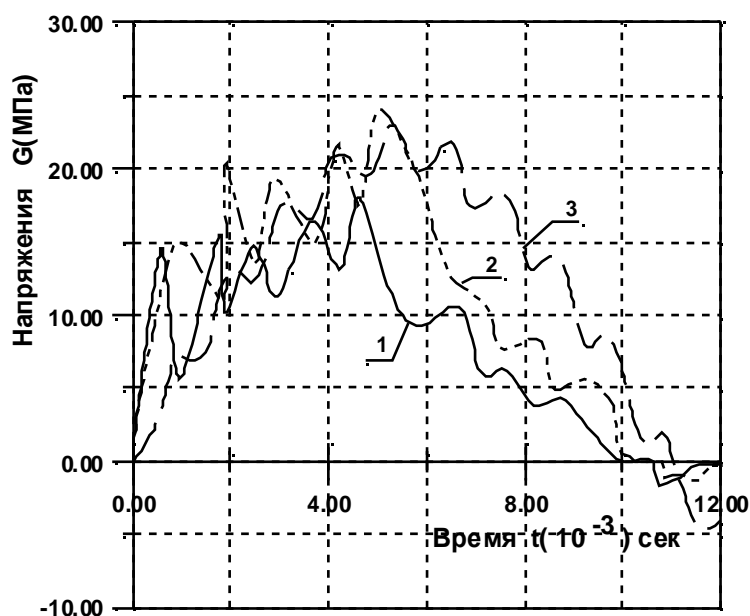


Рис. 3.12. График напряжений в средней части образца во времени: 1 – опытные средние значения; 2 – значения рассчитанные на ЭВМ; 3 – опытные краевые напряжения.

Для образцов 2-4 серий характерно разрушение головы свай. Результаты испытаний показали, что на конечную прочность свай при действии динамических нагрузок оказывает влияние в первую очередь прочность бетона, а затем предварительное напряжение арматуры, хотя дополнительное увеличение диаметра арматуры и степени преднапряжения не приводит к значительному повышению ударной прочности. Характер разрушения свай в значительной мере зависит не только от максимальных напряжений, но и накопления остаточных деформаций.

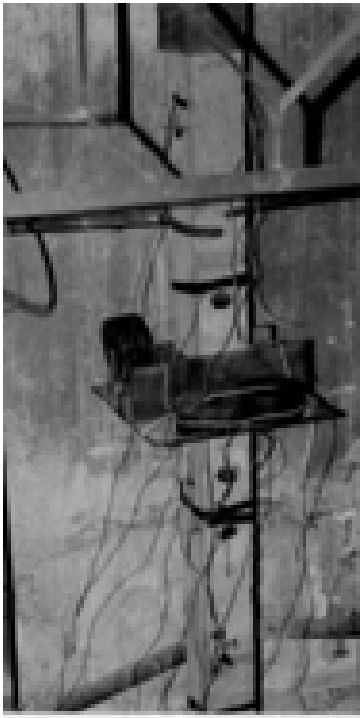


Рис. 3.13. Испытания с присоединенной массой в середине образца.

Образцы 5 серии испытывались по схеме с учетом присоединенной массы. Опытные образцы оснащались дополнительным грузом, который перемещался по высоте (рис. 3.13). Также при изменении высоты, изменялась и масса груза.

В качестве характерных графиков на рис. 3.14 и рис. 3.15. приведены соответственно графики напряжений возникающих выше и ниже присоединенной массы. Груз располагался по середине опытного образца.

Графики подтверждают возрастание напряжений после прохождения присоединенной массы. Сигнал имеет большее количество пиков, что увеличивает число циклов приложения кратковременной нагрузки к данному сечению образца и может привести к снижению ударной прочности бетона. Растягивающее напряжение имеет меньшее количество пиков, чем до прохождения присоединенной массы, но большую длительность и поэтому может оказать существенное влияние на состояние образца.

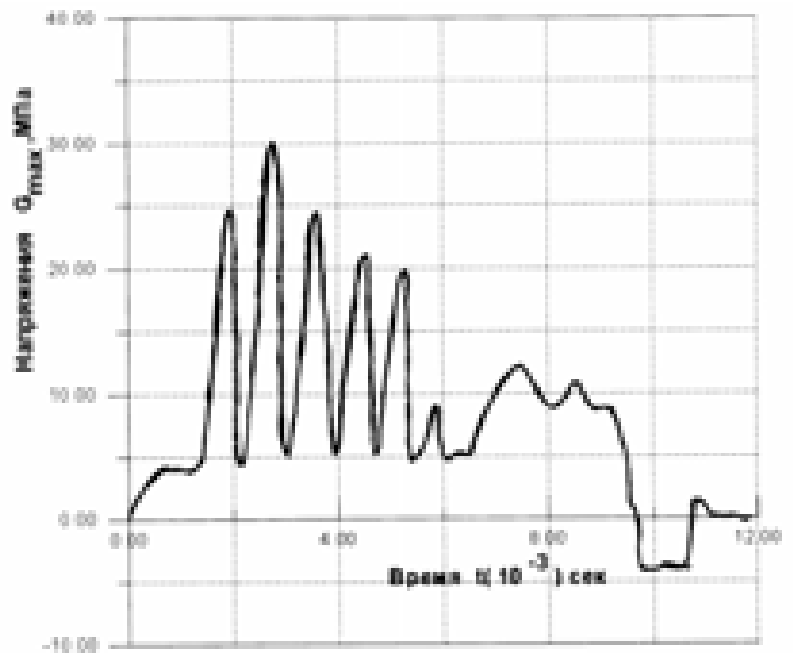


Рис. 3.14. Напряжения возникающие ниже присоединенной массы.

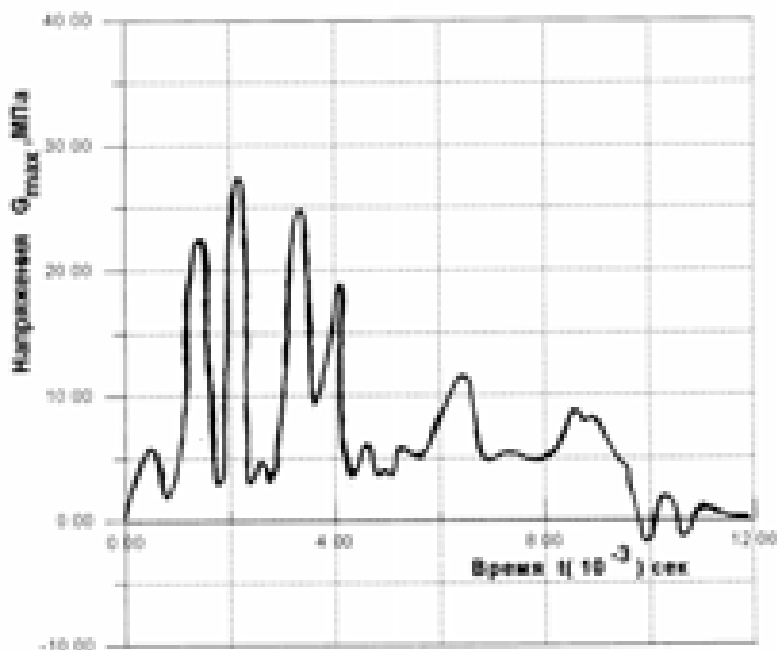


Рис. 3.15. Напряжения возникающие выше присоединенной массы.

По максимальному значению возникающие напряжения как и предсказывалось оказались несколько ниже теоретических на 5-6%.

3.3.2.2 Влияние предварительного напряжения.

Судя по результатам испытаний предварительное напряжение, не влияет на величину максимальных сжимающих напряжений, возникающих в голове сваи при ударе, поскольку величина последних в основном определяется инерционными силами.

В тоже время одна из особенностей работы свай при циклических нагружениях состоит в том, что нагрузка на сваю передается не с нулевой, как это делается в большинстве опытов (например, на пульсаторах), а с некоторой начальной скоростью в виде ударного импульса. Затем волна напряжений распространяется вдоль стержня и отражается от нижнего конца. Величина напряжений в различных сечениях образца в различный момент времени неодинакова, а характер изменения напряжений является аperiодичным и не подчиняется какому-либо закону.

Поэтому можно рассматривать циклическую прочность не в целом образца, а некоторого конкретного сечения. Для выявления роли предварительного напряжения в работе свай при динамических нагрузках было проанализировано, напряженное состояние опытных образцов 2 и 3 серии.

Во время нагружения свай динамической нагрузкой в сваях с предварительным напряжением развитие микроразрушений в стволе сваи происходит достаточно медленно, т.к. за счет предварительного обжатия снижается интенсивность вторичного поля напряжений (что согласуется с [19, 20]). Предварительное напряжение также изменяет цикл приложения нагрузки, что несколько уменьшает величину возникающих в бетоне растягивающих напряжений.

Сказанное выше в полной мере относится не только к центральной части сваи, но и к любому другому сечению.

Результаты испытаний подтверждают, что наиболее стойкими к ударным воздействиям при одинаковом уровне динамического нагружения были образцы с предварительно напряженной арматурой.

Предварительное напряжение увеличивает прочность ствола сваи и позволяет использовать его до полного исчерпания несущей способности по голове, что подтверждается поведением образцов во время эксперимента.

3.3.2.3 Распределение остаточных деформаций по длине образцов.

В ряде работ, посвящённых определению максимальных сжимающих напряжений [14, 24, 26 и др.], разрушение сваи связывают с интенсивностью единичного удара. Поэтому выбор параметров молота и режимов погружения назначают таким образом, чтобы исключить возникновение разрушающих напряжений. Такой подход представляется несколько упрощённым. Результаты наших исследований, а также опыт возведения свайных фундаментов [29, 32] показывают, что разрушение свай происходит постепенно по мере накопления и развития остаточных деформаций, связанных с образованием и развитием микротрещин.

В бетоне до приложения внешней нагрузки имеются собственные напряжения, возникающие от усадки цементного камня, и образующиеся при этом начальные микротрещины являются источником нелинейных (остаточных) деформаций ε_{beg} .

Анализ возникающих остаточных деформаций показал, что максимальные значения деформаций смещаются вниз от головы сваи, что в реальных условиях забивки должно приводить к большей сохранности головы свай из мелкозернистого бетона. Это особенно характерно для образцов с обычным армированием (рис. 3.16).

Смещение, возможно, возникает за счет диссипативных свойств материалов присущих образцам, которые более проявляются не в голове сваи так как в момент удара фронтом волны захвачен лишь небольшой участок сваи, а в ниже расположенных сечениях. Это наиболее характерно для мелкозернистого бетона, имеющего более низкую плотность и меньший модуль упругости по сравнению с тяжелым, что приводит к увеличению внутреннего трения материала, которое в основном и определяет диссипативные свойства бетона.

Характер развития остаточных деформаций также изменяется в зависимости от количества наносимых ударов. В начале нагружения возникающие остаточные деформации рис. 3.16, а по характеру практически повторяют характер распределения динамических напряжений рис. 3.10. Затем с увеличением количества ударов характер изменяется, примерно к 30-му удару явно проявлялось, как указывалось выше смещение максимальных деформаций от головы сваи рис. 3.16, б. К 60-90-му удару возрастают деформации в средней части образца, возникающие за счет неизбежно возникающего случайного эксцентриситета приложения ударной нагрузки, что вызывает и некоторый изгиб образца рис. 3.16, в.

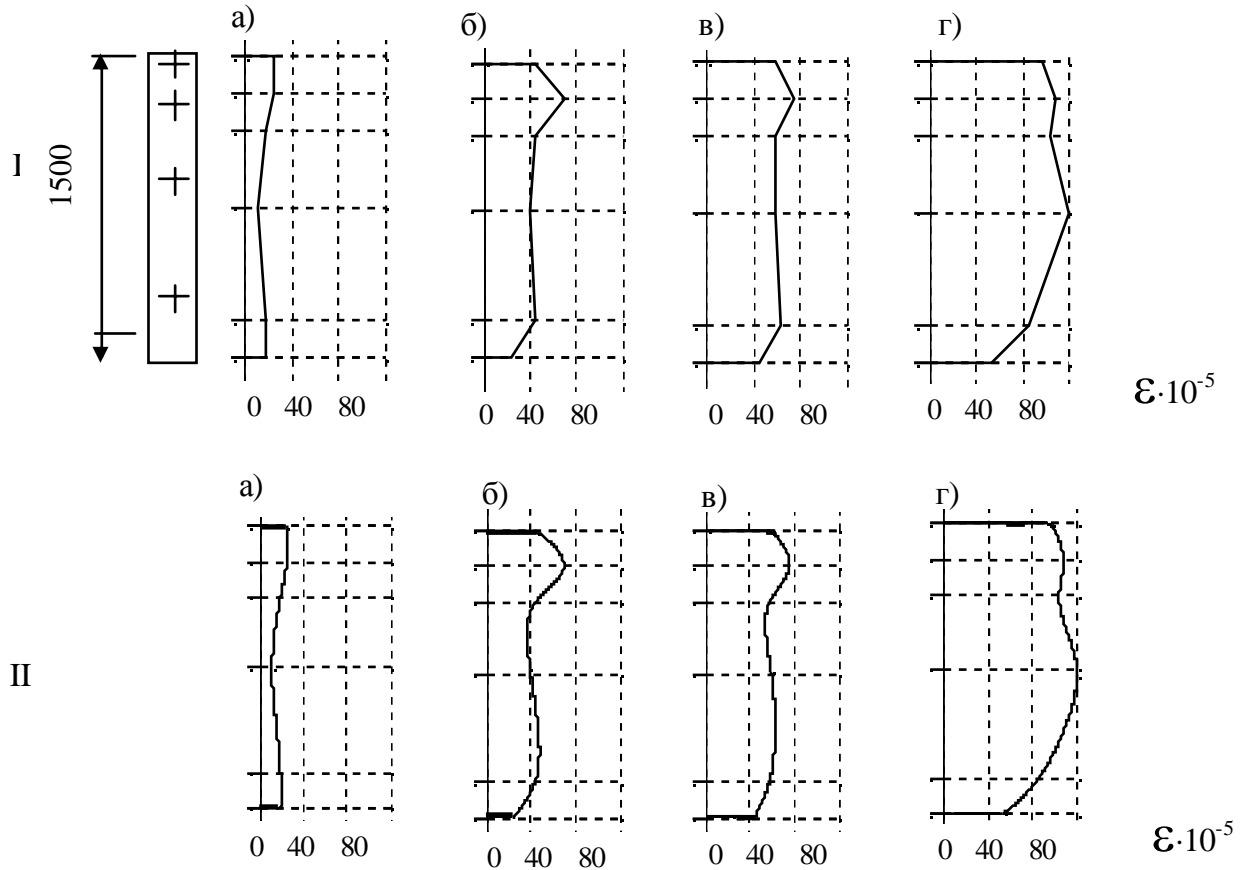


Рис. 3.16. График нарастания остаточных деформаций в образцах с обычным армированием при числе ударов: а – 10; б – 30; в – 60-90; г – 180; I – графики по результатам испытаний; II – аппроксимированные графики

На этом этапе нагружения заканчивается упругая работа бетона на участках с дефектами первого рода, соответствующих уплотнению бетона до нижней границы микроразрушений $R_{сгс}^0$, с этого момента начинается распространение микротрещин вплоть до входа их в поры.

При дальнейшем увеличении количества ударов пластические деформации средней части образца продолжают накапливаться, становясь максимальными по отношению к другим сечениям, достигают верхней границы микроразрушений $R_{сгс}$. Разрушение происходит в средней части образца после образования видимых трещин, ориентированных по направлению сжимающей силы.

Такой же примерно характер разрушения отмечается при испытании образцов с присоединенной массой у которых максимальные напряжения появляются у места присоединенной массы.

Образцы с преднапряженной арматурой не столь чувствительны к проявлению случайного эксцентриситета. К тому же концы образцов менее интенсивно армированы косвенной арматурой, чем образцы с обычным армированием. Поэтому разрушение происходит в голове образцов.

В реальных условиях сохранность головы свай без повышения прочности бетона можно используя инвентарный наголовник для свай [41]. Разрушение свай в средней части происходит, как правило при прохождении плотной прослойки за счет проявления трех отрицательных факторов – максимального сжимающего напряжения, наличия трещины и трапецидальной эпюры напряжений в сечении за счет случайного эксцентриситета.

Из анализа накопления нелинейных деформаций, независимо от характера разрушения сваи, минимальная прочность бетона может назначаться из условия ограничения значений максимальных сжимающих напряжений верхней границей микроразрушений $R_{сгс}^{\lambda}$.

Максимальные сжимающие напряжения могут быть рассчитаны на стадиях в начале и в конце погружения в грунт по методикам описанным ранее. При этом расчетные характеристики и $R_{сгс}^{\lambda}$ мелкозернистых бетонов могут назначаться из результатов испытания призм. В качестве предварительных ориентиров, могут быть приняты результаты наших испытаний на исходных материалах приведенных во второй главе. Верхняя граница микроразрушений $R_{сгс}^{\lambda}$ для поризованных мелкозернистых бетонов соответствует $0,9R_b$ и $0,75R_b$ для мелкозернистого бетона без поризации композита.

Глава 4

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЗАБИВНЫЕ СВАИ ИЗ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА

Многие регионы страны не имеют прочных плотных заполнителей и для изготовления бетонов высоких классов вынуждены завозить их из горных районов. При реализации продукции по преysкурантным ценам работа заводов ЖБИ становится нерентабельной, что, естественно, сдерживает применение свай.

Решение этой проблемы возможно при использовании в строительных конструкциях местных материалов: искусственных пористых заполнителей или мелкозернистого бетона (МЗБ). Применение таких материалов оказывает существенное влияние в частности на конструкции свай.

Легкие и мелкозернистые бетоны имеют среднюю плотность меньшую, чем тяжелые, а так как свая армируется из условия восприятия собственного веса при подъеме на копер и транспортных операциях, снижается расход стали на кубический метр конструкции. Резкое удорожание энергоносителей снизило эффективность применения легкобетонных конструкций. Поэтому применение в производстве свай из мелкозернистого бетона стало более перспективным направлением.

Однако по СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции» и СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» не допускается без специального экспериментального обоснования применять мелкозернистый бетон для железобетонных конструкций, подвергающихся многократно повторяющимся нагрузкам, каковыми являются и сваи, что требует проведения исследований по установлению оптимальных технологических параметров производства конструкций из этого материала, а также теоретических и экспериментальных исследований ударных воздействий на конструкции из мелкозернистого бетона.

Все это потребовало большого объема теоретических и экспериментальных исследований как материала (мелкозернистого бетона) так и опытных образцов свай.

4.1 Подбор оптимальных составов мелкозернистого бетона для внедрения свай в производство

4.1.1 Характеристики исходных материалов и физико-механических свойств мелкозернистого бетона.

Выбор материалов для бетона был обоснован требованиями технических условий ГОСТ 26633-91 «Бетоны тяжелые и мелкозернистые».

Свойства используемого цемента соответствовали требованиям ГОСТ 310.1-76 – 310.4-81.

В качестве заполнителя принят природный кварцевый песок Кучуровского месторождения Ульяновской области и керамзитовый песок. Физико-механические характеристики песков приведены в табл. 4.1-4.2.

Природный кварцевый песок, принятый в экспериментах, согласно ГОСТ 8736-85 относится к группе мелких песков (модуль крупности в пределах от 1,5 до 2,0)

Таблица 4.1.

**Физико-механические характеристики кварцевого песка
Кучуровского месторождения.**

Наименование показателей	Единица измерения	Величина
Насыпная плотность	кг/м ³	1360
Истинная плотность	г/см ³	2.65
Содержание глинистых, илистых и пылевидных частиц	%	0.4
Модуль крупности		1.81

Таблица 4.2

Физико-механические характеристики керамзитового песка.

Наименование показателей	Единица измерения	Величина
Насыпная плотность	кг/м ³	735
Истинная плотность	г/см ³	2,45
Плотность зерен в цементном тесте	г/см ³	1,78
Модуль крупности		2,67

Для повышения прочности, водонепроницаемости и морозостойкости использовалась воздухововлекающая добавка СДО (смола древесная омыленная) ТУ 13-05-02-83.

Для повышения прочности за счет сокращения расхода воды в отдельных экспериментах использовался суперпластификатор С-3 ТУ 6-36-020429-625.

Для обеспечения 100% отпускной прочности бетона в качестве ускорителя твердения в экспериментах использовалась добавка нитрит натрия НН ГОСТ 19906, ТУ 38-10274.

Используемые добавки соответствовали ГОСТ 24211-91 «Добавки для бетонов. Общие технические требования».

4.1.2 Подбор составов в различных видах бетона.

Исследования технологических факторов и физико-механических характеристик бетонов проводились по соответствующим стандартам с использованием метода математического планирования эксперимента. В качестве контролирующих приборов использовались: механического действия; электротензометрии; ультразвук; электронные приборы.

Призменная прочность, начальный модуль упругости определялись на призмах размерами 150x150x600 мм (рис. 4.1), кубиковая прочность – на кубках размером

150x150x150 мм, прочность на растяжение – на цилиндрах диаметром 120 мм и длиной 600 мм (рис. 4.2). В производстве конструкций основной задачей является обеспечение заданных свойств бетона путем подбора оптимального рецептурного состава из имеющихся материалов и технологическим воздействием на основные пределы.



Рис. 4.1. Общий вид испытаний бетонных призм

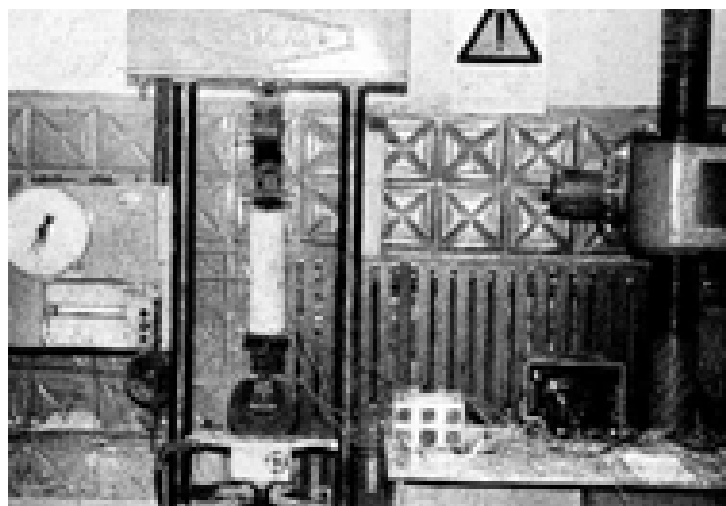


Рис. 4.2. Общий вид испытаний бетонных цилиндров.

4.1.3 Выявление влияния воздухововлекающей добавки на прочность мелкозернистого бетона.

Эффективность влияния воздухововлекающей добавки изучалось методом математического планирования эксперимента по двухфакторному трехуровневому плану. В качестве факторов были приняты x_1 – расход цемента, кг/м³ и x_2 – расход СДО, л/м³.

По результатам обработки эксперимента получены модели прочности бетона после пропаривания и плотности бетонной смеси.

$$R^{п.п.} = 17,79 + 6,97x_1 + 1,28x_2 - 1,17x_1 \cdot x_2 + 0,66x_1^2 - 0,77x_2^2 \quad (4.1)$$

$$\rho_{б.см.} = 1983 + 82x_1 - 10x_2 + 3x_1 \cdot x_2 + 49x_1^2 + 5x_2^2 \quad (4.2)$$

Можно заметить, что подтверждается гипотеза о положительном влиянии поризации цементного камня при низких и средних расходах цемента (рис. 4.3) при больших расходах цемента прирост прочности бетона не происходит, а плотность бетонной смеси несколько снижается за счет раздвижки зерен песка.

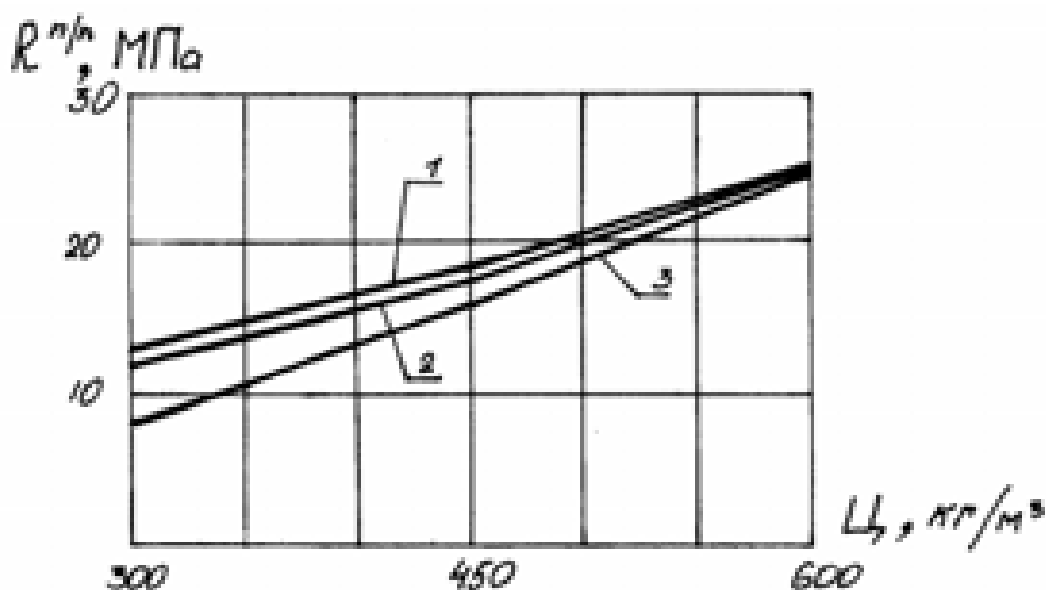


Рис 4.3 Зависимость $R^{n/n}$ от расхода цемента и СДО: 1 – СДО=40 л; 2 – СДО=20 л; 3 – СДО=0

4.1.4 Определение пористости

Определялась пористость мелкозернистого бетона с оптимальным воздухововлечением (по минимальному расходу цемента).

Строение пористого материала характеризуется общей, (открытой и закрытой) пористостью, относительной величиной, показывающей, какая часть объема материала занята внутренними порами. Пористость различных видов бетонов обычно составляет: для тяжелых $\approx 10\%$, для легких $\approx 40\div 60\%$.

Полный объем пор бетона $\Pi_{\text{п}}$ складывается из объема открытых капиллярных пор $\Pi_{\text{о}}$, объема открытых некапиллярных пор $\Pi_{\text{мз}}$ и объема условно закрытых пор $\Pi_{\text{з}}$.

Содержание открытых некапиллярных пор в бетоне обычно не превышает 1% и не оказывает существенного значения на свойства бетона.

Большой объем открытых капиллярных пор ведет к увеличению капиллярного подсоса и резко снижает морозостойкость бетона. В тоже время увеличение объема условно закрытых пор приводит к уменьшению возможности проникновения воды в тело бетона, что в целом приводит к повышению морозостойкости.

Анализ результатов определения пористости показал, что мелкозернистый бетон занимает как бы среднее положение между тяжелым и легким бетонами. По сравнению с тяжелым бетоном для мелкозернистого бетона характерен повышенный объем условно-закрытых пор, что должно приводить к повышению морозостойкости бетона.

В тоже время увеличение общего объема пор мелкозернистого бетона ведет к созданию более однородной мелкопористой структуры цементного камня и уменьшает концентрацию напряжений в структуре бетона.

4.1.5 Исследование прочностных и деформационных свойств мелкозернистого бетона методом математического планирования эксперимента.

В экспериментах использовался композиционный трехуровневый пятифакторный план H_{a5} , близкий к D – оптимальному.

Опыты были проведены по матрице планирования с интервалами варьирования переменных, принятыми в соответствии с табл. 4.3. В матрицу исследования расход воздухововлекающей добавки не вводился так как, во всех опытах принят оптимальным.

Действующие стандарты на забивные сваи устанавливают требования по трем основным показателям: по прочности – отпускная прочность бетона должна быть не ниже 100% проектной; марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости.

Результаты эксперимента представлены в табл. 4.3. После машинной обработки получены математические модели прочности бетона после пропаривания (4.3) и в 28 дневном возрасте (4.4). Проверка полученных зависимостей по критерию Стьюдента показала незначимость эффектов взаимодействия факторов. В таблице приведены также примерно соответствующие классы бетона на осевое сжатие, при переводе с R_{28} . Можно считать, что один и тот же класс бетона можно получить при различном сочетании факторов.

$$R_{п/п} = 26,70 + 5,2x_1 + 2,5x_2 + 1,5x_3 + 1,9x_4 + 1,4x_5 - 0,1x_1^2 + 0,2x_2^2 + 0,1x_3^2 + 0,6x_4^2 + 0,1x_5^2 \quad (4.3)$$

$$R_{28} = 29,6 + 5,17x_1 + 2,7x_2 + 1,46x_3 + 3,25x_4 + 1,40x_5 - 0,60x_1^2 + 1,00x_2^2 + 1,65x_3^2 + 1,7x_4^2 + 0,80x_5^2 \quad (4.4)$$

На рис. 4.4 приведены графики зависимости прочности бетона от рассматриваемых факторов на среднем уровне изотермической ТВО обработки. Результаты опытов подтверждают теоретические исследования. Из графиков видно, что в рассматриваемом диапазоне многомерного пространства все факторы положительно влияют на $R_{п/п}$.

Таблица 4.3.

Опытные значения прочностных свойств мелкозернистого бетона

№ п/п	X_1 Ц, кг	X_2 Ж, сек	X_3 НН, %	X_4 Выдержка, час	X_5 Изотермия, час	$R_{п/п}$ МПа	R_{28}	Класс бетона
1	600	45	5	5	8	37,3	42,5	B30
2	600	45	5	1	3	30,9	35,2	
3	600	45	0	5	3	31,7	36,6	
4	600	45	0	1	8	30,9	34,9	
5	600	5	5	5	3	28,5	32,9	B25
6	600	6	5	1	8	27,7	31,6	
7	600	5	0	5	8	28,7	33,9	
8	600	5	0	1	3	21,9	26,2	B20
9	400	45	5	5	3	24,0	28,1	
10	400	45	5	1	8	22,6	27,4	
11	400	45	0	5	8	22,0	27,6	
12	400	45	0	1	3	16,5	20,9	

13	400	5	5	5	8	22,1	26,8	B20
14	400	5	5	1	3	15,4	19,8	B15
15	400	5	0	5	3	16,6	21,3	
16	400	5	0	1	8	15,6	19,2	B15
17	600	25	2,5	3	5,5	28,2	32,6	B25
18	400	25	2,5	3	5,5	18,0	22,3	
19	500	45	2,5	3	5,5	27,0	32,6	B25
20	500	5	2,5	3	5,5	21,7	25,5	
21	500	25	5	3	5,5	25,0	31,0	
22	500	25	0	3	5,5	23,5	28,4	
23	500	25	2,5	5	5,5	27,1	32,7	B25
24	500	25	2,5	1	5,5	22,5	26,8	B20
25	500	25	2,5	3	8	25,8	30,1	
26	500	25	2,5	3	3	22,8	27,6	
27	500	25	2,5	3	5,5	24,9	29,7	22,5
28	500	25	2,5	3	5,5	26,1	31,5	
29	500	25	2,5	3	5,5	26,8	31,8	

Расходы материалов и режим ТВО в производственных условиях могут назначаться только из соображений экономической рентабельности.

Для установления прочностных и деформативных свойств основных классов мелкозернистого бетона предусмотренных в рабочих чертежах свай были изготовлены специальные образцы (призмы, цилиндры), соответствующие составам № 1,14 и 24 из таблицы 4.3. Результаты испытаний приведены в таблице 4.6. Для сравнения параллельно формировались образцы обычного трехкомпонентного бетона класса В30.

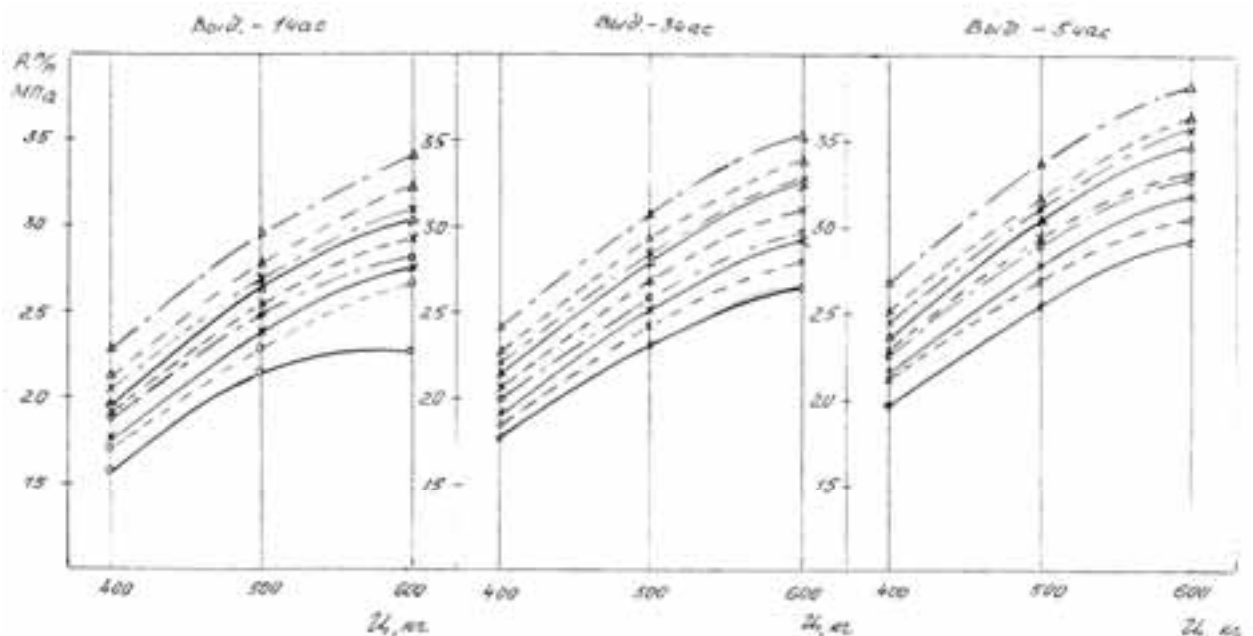


Рис. 4.4. Графики изменения прочности мелкозернистого бетона в зависимости от жесткости смеси, содержания НН и времени предварительной выдержки.

0—0 ж = 5с - - - - НН = 0% х х ж = 25с НН = 2,5%
 Δ—Δ ж = 45с - - - НН = 5%

Средние значения результатов испытания бетонных образцов.

Класс Бетона	Средняя Плотность кг/м^3	Прочность при осевом сжатии, МПа				$K_{\text{пл}}$	Прочность при осевом растяжении, МПа				Модуль упругости $E \cdot 10^4$, МПа
		R_K	$R_{bn}^{\text{он..}}$	R_{bn}	$\frac{R_{bn}^{\text{он..}}}{R_{bn}}$		\bar{R}_{bt}	$R_{btm}^{\text{он.м.}}$	R_{btm}	$\frac{R_{btm}^{\text{он.м.}}}{\bar{R}_{btm}}$	
B15	2126	16,2	14,1	20,0	1,28	0,87	0,98	0,76	0,95	0,80	2,16
B20	2135	23,9	20,5	27,4	1,36	0,86	1,21	0,94	1,15	0,82	2,54
B30	2194	34,7	29,4	37,7	1,33	0,85	1,88	1,46	1,50	0,97	2,68
B30 ^x	2496	36,3	28,3	38,7	1,28	0,78	2,38	1,85	1,80	1,03	3,67

Примечание : x – тяжелый трехкомпонентный бетон; $K_{\text{пл}} = \frac{R_{bn}^{\text{он..}}}{R_K} \cdot \frac{R_{btm}^{\text{он.м.}}}{R_{btm}}$ – опытно-теоретическое значение нормативной прочности на растяжение по формуле (4.12); $R_{bn}^{\text{он..}}$ – опытное значение нормативной прочности на сжатие; R_{btm} – нормативная прочность на растяжение по СНиП 2.03.01-84^{*}; R_{bn} – нормативная прочность на сжатие по СНиП 2.03.01-84^{*}; \bar{R}_{bt} – сопротивление осевому растяжению контрольных образцов (цилиндров).

Изменение призмной прочности. Кубиковая прочность бетона, на основании которой устанавливается класс бетона, является условной величиной, не используемой в расчетах. Действительную работу бетона в конструкции более верно отражает призмная прочность бетона R_B , которая в СНиПе является производной величиной от класса бетона.

По результатам опытов (таблица 4.4) можно отметить, что расчетный коэффициент призмной прочности, характеризующий отношение призмной прочности к кубиковой $K_{\text{пл}} = R_B / R_K$ для мелкозернистого бетона выше чем для обычного и составляет в среднем $K_{\text{пл}} = 0.86$. Такое же значение $K_{\text{пл}}$ получено в опытах [12]. Опытные значения $K_{\text{пл}}$ для низких классов B15 и B20 получаются выше. Видимо сказывается различный характер разрушения кубов и призм из поризованного мелкозернистого бетона.

Деформативные свойства мелкозернистого бетона. С изменением структуры бетона за счет ввода заполнителя разной крупности, с изменением рецептурного состава меняются упругопластические свойства бетона. Можно отметить снижение интенсивности роста значений модуля упругости бетона E_B с ростом R_K (таблица 4.4), а также меньшее значение E_B для мелкозернистого бетона, чем у обычного и примерно соответствующее принятым в СНиП 2.03.01-84^{*} зависимостям $R_K - E_B$.

В соответствии с методикой экспериментальных исследований при испытании призм регистрировались продольные и поперечные деформации бетона. По результатам этих опытов построены графики (рис. 4.5). Из рисунков видно, что диаграммы мелкозернистого бетона имеют более прямолинейный характер, чем для обычного бетона. Для обычного бетона $\eta = 0,3 \div 0,5$; для песчаного $\eta = 0,6 \div 0,8$, т.е. приближается к характеру диаграмм легких бетонов.

Прочность мелкозернистого бетона на растяжение R_{bt} . Опытные значения R_{bt} приведены в таблице 4.5. Для сравнения с нормативными значениями по СНиП 2.03.01-84 приведены также и рассчитанные по формуле (4.5) значения R_{bt} .

$$R_{btн} = \bar{R}_{bt}(1 - 1,64 \cdot \vartheta), \quad (4.5)$$

где $\vartheta = 0,135$ – коэффициент вариации прочности бетона;

\bar{R}_{bt} – сопротивление осевому растяжению контрольных образцов.

Сравнение показывает, что значение $R_{btн}$ поризованного мелкозернистого бетона ниже принятых в СНиП. Если учесть, что в таблице 4.4 классы бетона установлены по прочности бетона после пропаривания $R_{п/п}$, а прочность бетона естественного твердения несколько выше, то R_{bm} составляет $0,8 \div 0,9 R_{btн}$.

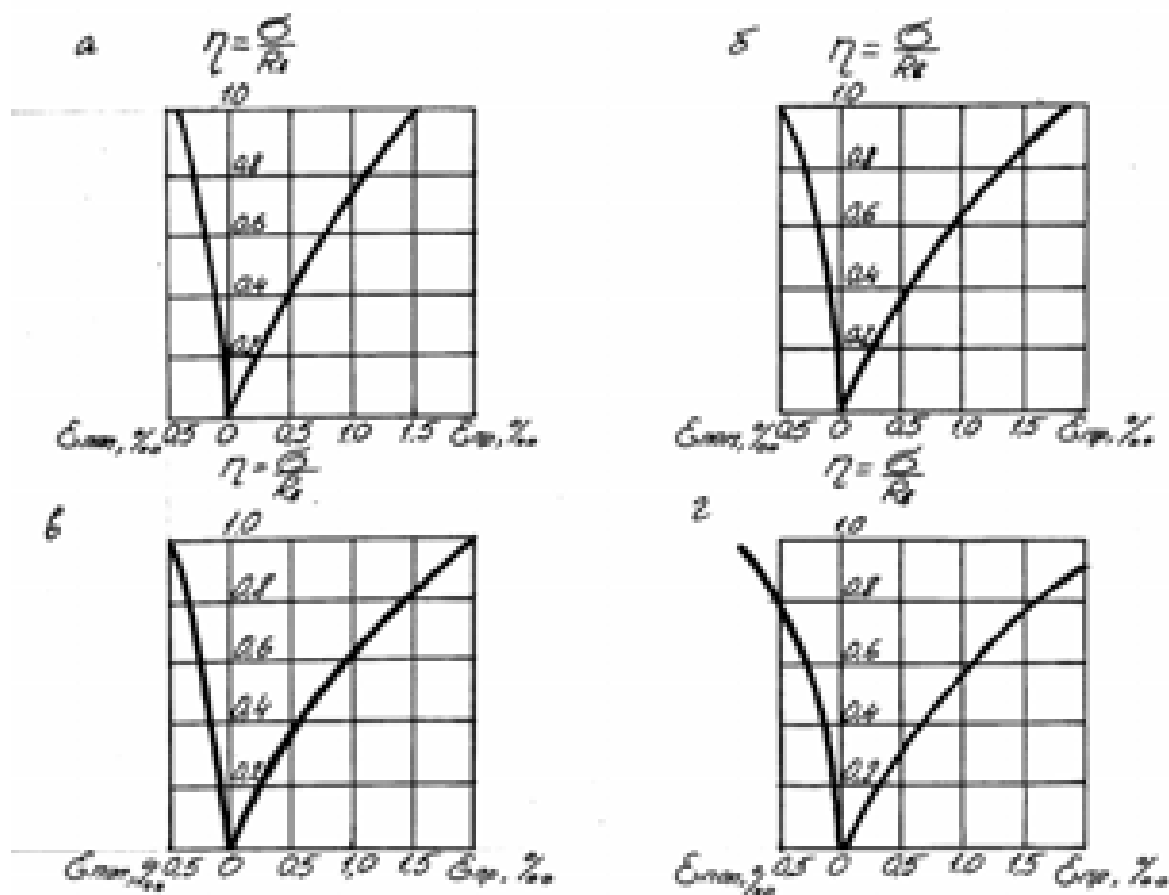


Рис. 4.5. Характерные диаграммы $\eta - \epsilon$ для мелкозернистого бетона а – В15, б – В20, в – В30 и трехкомпонентного тяжелого бетона г – В30

4.1.6 Исследование водонепроницаемости мелкозернистого бетона.

Опыты проводились по линейной трехфакторной модели с сохранением остальных факторов на среднем уровне опытов предыдущего параграфа.

По результатам опытов получено уравнение, характеризующие водонепроницаемость бетонов от рассматриваемых факторов

$$W=6,0+1,5x_1+2,0x_2+2,0x_3+0,5x_1x_2-0,5x_2x_3 \quad (4.6)$$

Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости свай в зависимости от режима их эксплуатации и значений расчетных температур наружного воздуха в районах строительства следует назначать в рабочих чертежах конкретного здания или сооружения согласно графикам приложения 2 [8].

Результаты показали, что для условий применения при температуре от -20 до -40 °С сваи, погруженные на всю глубину в грунт в неагрессивных средах, могут применяться для зданий всех степеней ответственности (требуемая марка W2), во всем диапазоне исследованных факторов. При более жестких условиях (температура ниже -40 °С, или агрессивная среда) сваи, изготовленные на кварцевом песке, могут применяться только для зданий II и III степеней ответственности (требуется бетон соответственно W4 и W2). Применение пористого песка обеспечивает все требования по водонепроницаемости мелкозернистого бетона.

4.1.7 Исследование морозостойкости мелкозернистого бетона.

Одним из показателей долговечности бетона является его морозостойкость.

Морозостойкость бетона определялась в соответствии с ГОСТ 10060.0-4-95 непосредственным замораживанием-оттаиванием по второму методу (в 5%-ном водном растворе хлорида натрия) на образцах-кубах с ребром 10 см.

Сваи из мелкозернистого бетона погружаемые на всю глубину в грунт удовлетворяют требованиям по морозостойкости для всех районов строительства. Для некоторых других видов погружения при расчетной температуре наружного воздуха ниже минус 40°С в зависимости от ответственности зданий и сооружений имеют ограниченное применение.

4.2. Техническая документация, полевые испытания и внедрение свай из мелкозернистого бетона

При лицензировании предприятий изготовителей требуется узаконенная конструкторско-технологическая документация, в которую входит согласование с авторами типовых рабочих чертежей (если на их основе разработана новая конструкция отличающаяся по каким то параметрам) и составление нормативного документа на этот вид конструкции (если имеются различия в требованиях).

Рабочие чертежи свай из мелкозернистого бетона были разработаны УлГТУ (ранее УлПИ) совместно с сотрудниками НИИЖБ, который является одним из основных разработчиков рабочих чертежей свай из тяжелого бетона и ГОСТ 19804-91 «Сваи железобетонные. Технические условия».

В соответствии с положениями разработан УлГТУ и утвержден в Ульяновском центре стандартизации и метрологии стандарт предприятия «Технические условия».

4.2.1. Внедрение в производство свай из мелкозернистого бетона на заводах ЖБИ.

По технорабочей документации разработанной УлГТУ для свай из мелкозернистого бетона на заводах АО «ЖБИ-1» г. Ульяновска, ЗАО «Новоульяновскжелезобетон» г. Новоульяновска и АО СПК «Димитровградстрой», начато их производство.

Качество свай соответствует требованиям рабочих чертежей и «Технических условий» рис. 4.6.



Рис. 4.6. Склаживание свай из мелкозернистого бетона.

Для приготовления бетонной смеси применялись составы, подобранные по номограмме, приведенной в «Технических условиях». Для составления номограммы были специально проведены опыты с использованием метода математического планирования эксперимента на материалах, используемых на заводе, с учетом вышеизложенного материала.

4.2.2. Статические и полевые испытания свай.

Описание и анализ результатов испытаний свай приведены на примере одного объекта.

Изготовление опытных образцов. Для испытания на Новоульяновском заводе ЖБИ были изготовлены пять свай с напрягаемой арматурой длиной 5 м и четыре сваи с ненапрягаемой арматурой длиной 8 м. Армирование свай соответствовало рабочим чертежам свай из мелкозернистого бетона, разработанным УлГТУ.

Статические испытания свай. Статические испытания свай из мелкозернистого бетона в соответствии с рабочими чертежами должны проводиться на проверку трещиностойкости от действия собственного веса.

После укладки через 10 минут был произведен осмотр верхних граней над опорами микроскопом с ценой деления 0.05 мм. Ширина раскрытия трещин не превышала 0.15 мм при допустимом раскрытии до 0.2 мм.

Собственный вес свай из мелкозернистого бетона меньше, чем у аналогичных свай из тяжелого бетона. Поэтому и раскрытие трещин оказывается меньше, хотя требования по предельному раскрытию трещин для свай одинаковы.

Полевые (динамические) испытания свай. Динамические испытания проводили на одном из строительных объектов Ульяновской области.

Сваи из мелкозернистого бетона при одинаковых размерах имеют ту же несущую способность, что и сваи из тяжелого бетона. По этому основной целью динамических испытаний было выявление особенностей поведения свай, при забивке исходя из различия деформативных свойств. Мелкозернистый бетон группы "Б" имеет модуль упругости

примерно на 25-30% меньше, чем тяжелый. Кроме того, средняя плотность (объемная масса) мелкозернистого бетона на 15-20% также меньше по сравнению с тяжелым.

Эти особенности песчаного (мелкозернистого) бетона по теоретическим исследованиям должны повлиять следующим образом:

- жесткость свай будет ниже и при забивке может оказаться повышенная гибкость на ограничение длины свай;
- меньшая масса сваи должна повысить производительность труда и экономить горючее за счет забивки сваи за меньшее число ударов;
- сохранность головы сваи должна быть выше, т.к. меньшее значение модуля упругости бетона обеспечит снижение максимальных значений сжимающих напряжений по длине сваи.

Была произведена забивка четырех свай длиной 5 м и четырех свай длиной 8 м и для сравнения – одна свая из тяжелого бетона длиной 5 м.

По результатам испытания свай могут быть сделаны следующие выводы:

- оправдались прогнозы теоретических исследований – при равных условиях при забивке сохранность головы свай из мелкозернистого бетона лучше, чем из тяжелого бетона. Число ударов при забивке на проектную отметку для свай из мелкозернистого бетона требуется меньше;
- пониженная жесткость свай длиной 8 м повлияла на условия и результаты забивки. Из опыта забивки свай из керамзитобетона, имеющего модуль упругости меньше, чем у мелкозернистого бетона, можно ожидать такого поведения свай из мелкозернистого бетона длиной до 12 м;
- сваи из мелкозернистого бетона соответствуют требованиям рабочих чертежей, технических условий, ГОСТ 5686-78 и могут быть запущены в массовое производство.

4.2.3. Техничко-экономическая эффективность производства и применения свай из мелкозернистого бетона.

В рыночных условиях производство ряда строительных конструкций зависит в значительной степени не только от его технических характеристик но главным образом от конкурентноспособности в стоимостном выражении.

Предварительное сравнение стоимости свай из песчаного бетона и тяжёлого бетона выполнено применительно к Ульяновской области. Оценка технико-экономической эффективности производства конструкций из мелкозернистого бетона принципиально не изменится и для других регионов страны.

Расход цемента принят для мелкозернистого бетона увеличенным на 3,7% .

Однородность песчаного бетона выше, чем тяжёлого, что позволяет в соответствии с ГОСТ 18105.0-80 снижать класс бетона. Экономический эффект от снижения класса бетона в расчетах не учитывался.

Транспортные расходы учитывались согласно с учетом повышения цены на 35% для специальных машин.

Применение мелкозернистого бетона ведет к снижению стоимости сырья и материалов на 17,5% и общей стоимости свай с учетом НДС на 9,3%. Данные показатели справедливы, для принимаемой на заводах ЖБИ средней стоимости песка Ташлинского месторождения Ульяновской области и обычного армирования свай. Для свай с центральным армированием ствола и использованием более дешевого песка Кучуровского месторождения Ульяновской области (калькуляция 3), стоимость сырья и материалов снижается на 27,7% и общая стоимость свай с учетом НДС на 14%.

Как указывалось применение мелкозернистого бетона в конструкциях свай приводит к сокращению длительности погружения. Сокращение длительности ведет согласно [9] к снижению стоимости погружения 1 сваи в зависимости от параметров свай на 7÷10%.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.02.03–83. Свайные фундаменты. – М.: Стройиздат, 1986.
2. СНиП 2.02.01–85. Основания зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1985.
3. СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». – М., 2004.

4. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов. – М., 2004.
5. СП50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М., 2005.
6. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М., 2005.
7. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М., 2004.
8. ГОСТ 19804-91. Сваи железобетонные. Технические условия. – М: Стройиздат, 1992.
9. ЕНиР, сборник 12 Свайные работы. – М.: Стройиздат, 1988.
10. Рекомендации по расчету, проектированию и устройству свайных фундаментов нового типа в г. Москве. – М.: НИИОСП им. Н.М. Герсевича, 1997.
11. Руководство по проектированию свайных фундаментов. – М.: Стройиздат, 1980.
12. Анапенко А.А., Нижневасов В.В., Успенский А.С. и др. Прочностные и деформативные свойства мелкозернистых бетонов. // Известия вузов. Строительство. – 1999. – № 1. – С.34-39.
13. Бахолдин Б.В. Методика расчета несущей способности свай по результатам динамических испытаний. // Основания фундаменты и подземные сооружения. Труды НИИОснований, вып.60. – М.: Стройиздат, 1975. –С.40-48.
14. Бахолдин Б.В. Тензометрический метод динамических испытаний свай. // Основания и фундаменты. Труды НИИОснований, вып. 56, М.: Стройиздат, 1966. – С. 168-176.
15. Бердичевский Г.И. и др. Предварительно напряженный железобетон // Материалы VII Международного конгресса Федерации по предварительно напряженным конструкциям, Нью-Йорк, 1974. – М.: Стройиздат, 1978.
16. Берлинов М.В., Ягунов Б.А. Расчет оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 2000.
17. Берлинов М.В. Основания и фундаменты. – М.: Высшая школа, 1999.
18. Бидерман В.Л. Теория удара. – М.: Машгиз, 1952.
19. Васильевский Ю.И. Динамика погружения железобетонных свай. // Динамические расчеты, водно-транспортных сооружений. Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 66. – Л.: Энергия, 1971. – С. 47-51.
20. Васильевский Ю.И. Динамический расчет свай при забивке. // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1972. – №8. – С.22-27.
21. Васильевский Ю.И. Модельные исследования напряженного состояния свай при забивке. // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1970. – №7. – С. 34-40.
22. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990.
23. Герсевич Н.Г. Теория продольного удара с применением к определению сопротивления свай. Собрание сочинений, т. I. – М.: Стройвоениздат, 1948.
24. Горюнов Б.Ф. Напряжения, возникающие в железобетонных сваях во время забивки. // Труды ЦНИИМФ, вып. 5, – Л.: Морской транспорт, 1951.
25. Кравцов Н.И., Ямлеев У.А., Кудряшова Р.А., Кубашов Е.В. Опыт производства керамзитобетонных свай. // Реферативный сборник. Передовой опыт в строительстве. Серия III. – Технология производства строительных конструкций, изделий и материалов. – 1978, – № 2.
26. Колимбас Д., Никитин Л.В. Определение отказа и несущей способности свай. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – № 2. – С.2-8.
27. Костерин Э.В. Основания и фундаменты. – М.: Высшая школа, 1990.
28. Малышев Б.М. Измерение продолжительности удара. // Вестник Московского университета. – 1952. – №5. – С. 3-12.

29. Малышев Б.М. Экспериментальное подтверждение теории Сен-Венана. // Механика твердого тела. – 1967. – №5. – С. 174-180.
30. Манжосов В.К., Алимов О.Д., Еремьянц В.Э. Распространение волн деформаций в ударных системах. – Фрунзе: Илим, 1978.
31. Манжосов В.К., Пьянков С.А. Программа «PILE» по расчету свай при ударном нагружении. // Зарегистрировано в Российском агентстве по патентам и товарным знакам. Свидетельство №990892 от 9.12.99.
32. Новожилов Г.Ф. Обеспечение бездефектного погружения свай. // Бетон и железобетон. – 1981. – №1. – С. 38-39.
33. Осипов А.Д. Мелкозернистые бетоны для гидротехнических сооружений. // Исследование и применение мелкозернистых бетонов. НИИЖБ, В35. – М., 1976.
34. Пьянков С.А. Новый тип раздвижных, наклонных свай. // Молодая наука – новому тысячелетию. Тезисы докладов Международной научно-технической конференции. Часть II. Наб.Челны. КамПИ. – 1996. – С.11-12.
35. Пьянков С.А., Ямлеев У.А. Напряжено-деформированное состояние свай из мелкозернистого бетона при ударном воздействии. // Современные проблемы строительного материаловедения. Вторые Академические чтения РАСН: Материалы международной научно-технической конференции, Ч.3. – Казань, КГАСА. – 1996. – С.83-85.
36. Рац Б.Р., Гандурин Д.А. Экономические конструкции свай и ростверков для жилищного строительства // Сборник докладов и сообщений по свайным фундаментам. М.: Стройиздат. –1968. – С. 291-299.
37. Совершенствование технологии производства строительных конструкций зданий комбината монолитного домостроения. // Отчет по НИР. Ульяновский политехнический институт; Руководитель Ямлеев У.А. № ГР 01920004683, Ульяновск, 1993.
38. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименко. – М.: Стройиздат, 1985.
39. Якушин В.А., Кубашов Е.В., Ямлеев У.А., Ляхов Ю.А. Керамзитобетонные сваи для промышленного и гражданского строительства. // Бетон и железобетон. – 1981. – №5. – С8-10.
40. Ямлеев У.А., Кудряшова Р.А., Якушин В.А. Применение керамзитобетона с пониженной объемной массой. // Бетон и железобетон. – 1981. – № 9.
41. Ямлеев У.А., Лушина И.В. Наголовник для свай. // Патент №2005850, РФ. Бюллетень изобретений, 1994.
42. Ямлеев У.А., Пьянков С.А., Прудников В.П. Снижение материалоемкости свай. // Известия вузов. Строительство. – 1995. – №1. – С.66-69.

Приложение

Таблица 1

Расчетное сопротивление под нижним концом забивных свай и свай-оболочек

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетное сопротивление под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R, кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600	3000	3100	2000	1100	600
		4000		2000	1200		
4	8300	6800	3800	3200	2100	1250	700
		5100		2500	1600		
5	8800	7000	4000	3400	2200	1300	800
		6200		2800	2000		
7	9700	7300	4300	3700	2400	1400	850
		6900		3300	2200		
10	10500	7700	5000	400	2600	1500	900
		7300		3500	2400		
15	11700	6200	5600	4400	2900	1650	1000
		7500		4000			
20	12600	8500	6200	4800	3200	1800	1100
				4500			
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания: 1. Над чертой даны значения для песчаных грунтов, под чертой - для пылевато-глинистых.

2. Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта в водоеме следует принимать от уровня дна после общего размыва расчетным паводком.

3. Для плотных песчаных грунтов значения R увеличиваются на 60 %, но не более чем до 20000 кПа.

Таблица 2

Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек f_i , кПа								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—	—	—	—
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	99	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примечания: 1. При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай пласты грунтов следует расчленять на однородные слои не более 2 м.
 2. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай f_i следует увеличивать на 30 % по сравнению со значениями приведенными в табл. 2.
 3. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом $e < 0,6$ следует увеличить на 15 % по сравнению со значениями, приведенными в таблице 2, при любых значениях показателя текучести.

Таблица 3

Коэффициенты условий работы грунта γ_{cr} и γ_{cf}

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта
--	---------------------------------------

	под нижним концом γ_{cr}	на боковой поверхности γ_{cf}
Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими, паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи)	1,0	1,0
Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
Вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты:		
а) песчаные средней плотности:		
крупные и средней крупности	1,2	1,0
мелкие	1,1	1,0
пылеватые	1,0	1,0
б) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L=0,5$:		
супеси	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
в) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,0	1,0
Погружение молотами любой конструкции полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи 0,4 м и менее	1,0	1,0
б) то же, от 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, равном:		
а) 1,0 м независимо от указанных видов грунта	0,9	1,0
б) 1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0
Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески средней плотности крупные, средней крупности и мелкие	1,1	1,0
б) в пески пылеватые	1,1	0,8
в) в пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0,5$	1,1	1,0
г) то же, $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0

Примечание. Коэффициенты γ_{cr} и γ_{cf} для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0 < I_L < 0,5$ определяются интерполяцией.

Таблица 4

Коэффициент условий работы свай γ_{cf}

Сваи и способы их устройства	Коэффициент условий работы свай γ_{cf}
------------------------------	---

	в песках	в супесях	в суглинках	в глинах
1. Набивные при забивке инвентарной трубы с наконечником	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Набивные виброштампованные	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Буровые, в том числе с уширением, бетонируемые:				
а) при отсутствии воды в скважине (сухим способом), а также при использовании обсадных инвентарных труб	0,7	0,7	0,7	0,6
б) под водой или под глинистым раствором	0,6	0,6	0,6	0,6
в) жесткими бетонными смесями, укладываемыми с помощью глубинной вибрации (сухим способом)	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Бурунабивные, полые круглые, устраиваемые при отсутствии воды в скважине с помощью вибросердечника	0,8	0,8	0,8	0,7
5. Сваи-оболочки, погружаемые вибрированием с выемкой грунта	1,0	0,9	0,7	0,6
6. Сваи-столбы	0,7	0,7	0,7	0,6
7. Буруинъекционные, изготавливаемые под защитой обсадных труб или бентонитового раствора с опрессовкой давлением	0,9	0,8	0,8	0,8

Таблица 5

Расчетные коэффициенты $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$

Коэффициенты	Расчетные значения угла внутреннего трения грунта φ_I , град.								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
α_1	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163,0
α_2	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260,0
α_3 при h/d , равном:									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,85	0,87
5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
12,5	0,58	0,61	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
25,0 и более	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
α_4 при d , равном, м:									
0,8 и менее	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17
Примечание – Для промежуточных значений φ_I , h/d и d значения коэффициентов $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ и α_4 определяют интерполяцией.									

Таблица 6

Расчетное сопротивление под нижним концом набивных и буровых свай

Глубина заложения нижнего конца сваи h , м	Расчетное сопротивление R , кПа, под нижним концом набивных и буровых свай с уширением и без уширения и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном, при глинистых грунтах, за исключением просадочных, с показателем текучести I_L , равным						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	-	-
40	4500	4000	3500	3000	2500	-	-

Примечание – Для свайных фундаментов опор мостов значения, приведенные в таблице, следует:

а) повышать (при расположении опор в водоеме) на величину, равную $1,5\gamma_w h_w$, где γ_w – удельный вес воды – 10 кН/м^3 ; h_w – глубина слоя воды в водоеме от ее уровня при расчетном паводке до уровня дна водоема, а при возможности размыва – до уровня дна после общего размыва;

б) понижать при коэффициенте пористости грунта $e > 0,6$, при этом коэффициент понижения m следует определять интерполяцией между значениями $m = 1,0$ при $e = 0,6$ и $m = 0,6$ при $e = 1,1$.

$\zeta = 2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Приложение 3

Фрагмент программы «PILE» по расчету свай при ударном нагружении

```

clear
cls
on escape goto ee
print "УЛЬЯНОВСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ"
print: print: print
print "      Программа по расчету свай, при ударном нагружении      "
print "      ( P I L E )      "
print "      УЛЬЯНОВСК  2006      "
110 COLOR 14,0
LOCATE 23,5,0
PRINT "Нажмите пробел для продолжения"
do until instat: loop
145 WIDTH 80
screen 0,0,0
cls
locate 10,10
print "Введите шифр для файла сохранения результатов ";
line input shifr$
ff=len(shifr$)
sh$=mid$(shifr$,2,ff)
shii$=".fun"
hhh$=sh$+shii$
open hhh$ for output as#1
print: print: print:
print "      РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА БУДУТ СОХРАНЕНЫ В ФАЙЛЕ ==>";
print hhh$
print " "
input "Введите число временных шагов";i
input "Введите длину свай"; LL
z=1
input "Введите число элементов разбиения ";N
dl=LL/N
input "Введите скорость звука в материале;a
dt=1
input "Введите начальную координату ударной массы";xm
input "Введите предударную скорость ударной массы";Vm
input "Введите жесткость верхней прокладки наголовника";b
input "Введите жесткость нижней прокладки наголовника ";b1
s1=1
t=0
20 dim P(110),l(110),Q(110,2),R(110,2)
dim u(110),d2ff(110),v(110),s(1000),d2f(110,2),d2fi(110,2)
dim f(110,2),fi(110,2),df(110,2),d2fi(110,2),s1(1000),ffi(110)
30 for j=0 to N
L(j)=1
f(j,0)=0
fi(j,0)=0
df(j,0)=0
d2fi(j,0)=0 R(J,1)=(L(j)-1)/(L(j)+1)
R(j,2)=(1-L(j))/(L(j)+1)
Q(j,1)=2*L(j)/(L(j)+1)

```

```

Q(j,2)=2/(L(j)+1)
next j
d2f(0,0)=va*b
P(0)=-df(0,0)+dfi(0,0)
u(0)=f(0,0)+fi(0,0)
xm=u(0)-(-df(0,0)+dfi(0,0))/b
u(N)=f(N,0)+fi(N,0)
v=a*(df(0,0)+dfi(0,0))-a*(-d2f(0,0)+d2fi(0,0))/b
print "Относительное время t=";t;" ";
print "Деформация в ударном сечении Po=";P(0);" ";
print "Скорость ударного сечения V=";V
print "Перемещение ударного сечения uo=";u(0);" ";
print "Перемещение ударной массы xm=";xm;" ";
print "Перемещение нижнего конца сваи un=";u(N)
40 for i=1 to 50*N
t=i*dt
s=1
s1=1
if b/(N*m)>4 goto 42
Pt=0
tm=0
goto 43
42 q=(1-4*N*m/b)^.5;q1=q*b*i/N;q2=(q-1)*b*i/(2*N)
Pt=exp(q2)*(1-exp(-q1))/q
tm=(-N*log((1-q)/(1+q)))/(q*b)
if (xm-u(0))>0 goto 43
v=v:xm=xm+v*dl/a
dfi(0,1)=dfi(1,0)
df(0,1)=dfi(0,1) vm=vm
v1=v1
P(0)=0
u(0)=u(0)+(df(0,1)+dfi(0,1))*dl
goto 44
43 xm=xm+v*dl/a:dfi(0,1)=dfi(1,0):df(0,1)=b*(xm-u(0))+dfi(0,1) u(0)=u(0)+(df(0,1)+dfi(0,1))*dl
Vm=Vm-b*a*m*(xm-u(0))
v1=v1+a*m*(-df(0,1)+dfi(0,1))
v=(v+v1)/2
44 for j=1 to N-1
df(j,1)=Q(j,1)*df(j-1,0)+R(j,2)*dfi(j+1,0)
f(j,1)=f(j,0)+df(j,1)*dl
dfi(j,1)=R(j,1)*df(j-1,0)+Q(j,2)*dfi(j+1,0)
fi(j,1)=fi(j,0)+dfi(j,1)*dl
P(j)=-df(j,1)+dfi(j,1)
v(j)=a*(df(j-1,0)+dfi(j,1))
Qs=Qs+m*(df(j-1,1)+dfi(j,1))/va
next j
df(N,1)=df(N-1,0)
ffi(N)=fi(N,0)
45 fi(N,1)=fi(n,0)+df(N,1)*dl-b1*(f(N,1)+ffi(N))*dl
if abs(fi(N,1))>0 goto 46
goto 50

```



```

46 pr2= abs((fi(N,1)-ffi(N))/fi(N,1))
if pr2<eps goto 50
ffi(N)=fi(N,1)
s1(i)=s1+1
goto 45
50 dfi(N,1)=df(N,1)-b*(f(N,1)+fi(N,1))
P(N)=-df(N,1)+dfi(N,1)
u(N)=f(N,1)+fi(N,1)
if i>N goto 55
Qs=Qs+m*(df(N,1)+dfi(N,1))/va
goto 57
55 if (-df(N,1)+dfi(N,1))<0 goto 56
Qs=Qs
goto 57
56 Qs=Qs+m*(df(N,1)+dfi(N,1))/va:Qn=Qn+m*(-df(N,1)+dfi(N,1))/va
57 f(N,1)=f(N,0)+df(N,1)*dl:fi(N,1)=fi(N,0)+dfi(N,1)*dl
v(0)=a*(df(0,1)+dfi(0,1))
if i>20*N goto 140
P(0)=-df(0,1)+dfi(0,1)
Qm=V/V0
BQ=Qm+Qs-Qn
if i/z<40 goto 100
print "Относительное время t=";t;" ";
print "Деформация в ударном сечении Po=";P(0);" ";
print "Скорость ударного сечения V=";V
print " Перемещение ударного сечения uo=";u(0);" ";
print " Перемещение ударной массы xm=";xm;" ";
print " Перемещение нижнего конца сваи un=";u(N)
print "Количество движения ударной массы Qm=";Qm;" ";
print " Количество движения стержня Qs=";Qs;" ";
print "Импульс силы Qn=";Qn;" ";
print " Баланс количества движения BQ=";BQ
print
z=z+1
100 for j=0 to N
f(j,0)=f(j,1)
df(j,0)=df(j,1) ffi(j,0)=fi(j,1)
dfi(j,0)=dfi(j,1)
Qs=0
next j; next i
140 print "Относительное время t=";t;" ";
print " Число элементов разбиения N=";N;
print "Жесткость верхней прокладки наголовника b=";b;
print "Жесткость нижней прокладки наголовника b1=";b1;
print " Скорость звука в материале a=";a
ее:
END

```