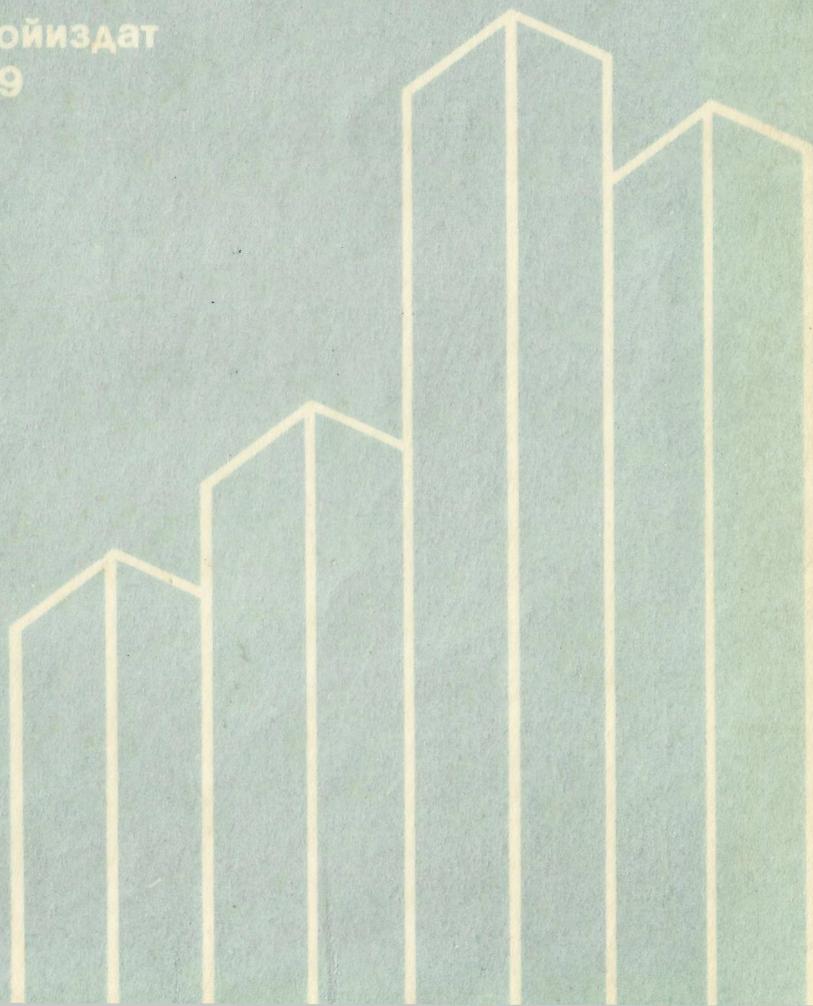


М. М. КАЛЮЖНЮК, В. К. РУДЬ

СВАЕБОЙНЫЕ РАБОТЫ при реконструкции

Стройиздат
1989



М. М. Калюжнюк, В. К. Рудь

СВАЕБОЙНЫЕ РАБОТЫ при реконструкции

(Влияние колебаний на здания и сооружения)



Ленинград
Стройиздат, Ленинградское отделение
1989

ББК 38.654.1
К17
УДК 624.155.54

Рецензент — д-р техн. наук О. А. Савинов.

Калюжнюк М. М., Рудь В. К.

К 17 Сваябойные работы при реконструкции: (Влияние колебаний на здания и сооружения). — Л.: Стройиздат. Ленингр. отделение, 1989. — 160 с.: ил. — (Наука — строит. пр-ву). ISBN 5-274-00378-8.

В книге рассмотрены и обобщены результаты теоретического, экспериментального и натурного изучения параметров колебаний грунта, возникающих при забивке свай и шпунта, и их влияния на здания. Изложены принципы проектирования свайных фундаментов и шпунтовых ограждений, а также правила производства сваябойных работ с учетом опасности повреждения окружающих зданий и сооружений в условиях реконструкции промышленных предприятий и стесненной городской застройки.

Книга рассчитана на специалистов проектных, научных и производственных организаций, занимающихся вопросами проектирования и возведения фундаментов вблизи существующих зданий.

К $\frac{3307000000-126}{047(01)-89}$ 38-89

ББК 38.654.1

Производственное издание

К а л ю ж н ю к Михаил Модестович, Р у д ь Владимир Карпович

Сваябойные работы при реконструкции

Зав. редакцией Н. Н. Днепров
Редактор М. Е. Васильева
Художественно-технический редактор О. В. Сперанская
Технический редактор В. В. Жипцова
Художник-оформитель В. Н. Нечаев
Корректор Т. В. Верникова

ИВ № 484

Сдано в набор 09.08.88. Подписано в печать 23.02.89. М—38425. Формат 60×90^{1/16}. Бумага типогр. № 2. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 10. Уч.-изд. л. 11,3. Усл. кр.-отг. 10,25. Тираж 10 000 экз. Заказ № 1150. Изд. № 2573 Л. Цена 60 к.

Стройиздат, Ленинградское отделение
191011, Ленинград, пл. Островского, 6.

Ленинградская типография № 2 головное предприятие ордена Трудового Красного Знамени Ленинградского объединения «Техническая книга» им. Евгении Соколовой Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 198052, г. Ленинград, Л-52, Измайловский проспект, 29.

ISBN 5-274-00378-8

© Стройиздат, Ленинградское отделение, 1989

ПРЕДИСЛОВИЕ

В Государственном плане экономического и социального развития СССР на 1986—1990 годы и в Основных направлениях развития на период до 2000 года отмечены среди важнейших такие направления развития капитального строительства, как концентрация капитальных вложений, прежде всего на реконструкции и техническом перевооружении действующих предприятий, сокращение сроков строительства объектов, усиление внимания к комплексной застройке предприятий, городов и поселков, повышение уровня индустриализации и степени заводской готовности строительных деталей, элементов и конструкций.

В 12-й пятилетке возрастает объем применения фундаментов из забивных свай, так как они наиболее индустриальны, имеют высокую степень заводской готовности; их использование в условиях реконструкции действующих предприятий и возведения отдельных зданий в уже застроенных районах предпочтительнее. Устройство таких фундаментов требует минимальных затрат труда на строительной площадке, обеспечивает кратчайшие сроки производства работ нулевого цикла и минимальные размеры дополнительной площади для их выполнения, а также незамедлительно открывает фронт для работ последующих видов. При этом в условиях реконструкции и технического перевооружения обеспечивается сокращение простоев основного производства, вызванных строительными процессами.

В подавляющем большинстве случаев погружение свай осуществляется наиболее эффективным ударным способом, что имеет как положительные, так и отрицательные стороны. Среди последних главенствующая — возможность повреждений окружающих зданий и сооружений, вызванных колебаниями грунта при забивке. Уже на стадии проектирования зданий и сооружений возникает вопрос об оценке опасности колебаний грунта, о предсказании возможных повреждений, а в случае необходимости и о назначении мероприятий, обеспечивающих безопасную для зданий забивку свай.

В настоящее время все сведения по этому вопросу содержатся в виде отдельных публикаций в различных журналах и сборниках как отечественных, так и зарубежных. Авторы, долгое время занимавшиеся рассматриваемой проблемой, попытались объединить эти сведения на единой методологической основе, устранив имеющиеся противоречия и неточности, и дать в руки проектировщиков и производственников материал для использования в их практической деятельности.

ВВЕДЕНИЕ

По-видимому, впервые на опасность колебаний грунта, вызываемых забивкой свай, для окружающих зданий и сооружений обратили внимание Ф. А. Кириллов и С. В. Пучков еще в 1935 г. Они описали методику инструментальных наблюдений за колебаниями грунта и некоторые закономерности их изменения при забивке деревянных свай для устройства одной из набережных в Ленинграде. Однако опасность колебаний грунта для зданий была упомянута, скорее всего, гипотетически, так как никаких сведений о зданиях в работе не приводилось.

Описания повреждений зданий появились в печати гораздо позже, когда строительство приобрело более массовый характер, а забивные сваи стали широко использоваться в фундаментах промышленных и гражданских зданий. Начиная с 60-х гг. и по настоящее время на страницах газет, журналов и различных сборников регулярно появляются сообщения, так или иначе касающиеся проблемы забивки свай вблизи зданий и сооружений. Как будет показано ниже, далеко не всегда забивка свай вблизи зданий заканчивается повреждением последних, и не всегда эти повреждения могут приобретать характер катастрофических. Но и тех редких случаев, которые описаны в научно-технической литературе или в газетах, достаточно, чтобы серьезно относиться к данной проблеме.

Очевидно, что в печать попадает лишь незначительная часть сведений о повреждениях, имевших место в действительности, поэтому объяснима та повышенная осторожность, которую проявляют строители и особенно проектировщики, когда им приходится сталкиваться с подобной проблемой.

Вот некоторые из публикаций о забивке свай, вызвавших повреждения соседних зданий.

Крокетт в 1959 г. описал наблюдения за колебаниями грунта и поведением четырех зданий, подвергшихся их воздействию при свайной бойке. В одном из зданий, представлявшем историческую ценность, наблюдалось раскрытие имевшихся трещин и образование новых, однако крупных повреждений не произошло. Остальные три здания видимых повреждений не получили.

В Ленинграде в 1971 г. были остановлены своеобразные работы вблизи учебного корпуса ЛЭТИ вследствие значительных его повреждений. Фун-

даменты строящегося здания перепроектировали с целью уменьшения количества свай, забиваемых в непосредственной близости от существующего корпуса, что задержало строительные работы более чем на полгода.

В Москве забивались сваи под инженерно-лабораторный корпус ВНИИлитмаш в котловане вблизи трехэтажного административного корпуса постройки 1900 г., реконструированного в 1965—1967 гг. [42]. Шпунтовое ограждение котлована было выполнено недоброкачественно, при забивке произошла осадка здания на 20...30 мм и сдвиг ближней к свайному полю стены в сторону котлована, в стенах образовались недопустимые трещины. Своебойные работы были остановлены, произведено усиление конструкций здания и только после этого продолжена свайная бойка.

В Таллине были забиты сваи вблизи четырехэтажного жилого дома по Нарвскому проспекту. До забивки свай здание находилось в эксплуатации 30 лет. Трещины в несущих конструкциях не наблюдалось. После забивки один угол ближайшей к свайному полю торцевой части здания получил осадку 130 мм, другой — 30 мм. Образовались сквозные трещины в стенах с шириной раскрытия до 40 мм.

Еще один пример: забивка свай вблизи трехэтажного здания Белорусского вокзала в Москве вызвала появление трещин в существующем здании. Торца здания длиной около 8 м, примыкавший к площадке строительства, был разорван сквозной трещиной с шириной раскрытия более 30 мм. Отколовшуюся часть здания полностью разобрали ввиду ее аварийного состояния и после окончания своеобразных работ вновь выстроили [42].

В книге рассматриваются все стороны процесса образования и распространения волн в грунтах при забивке свай, механизм их влияния на здания и способы оценки опасности повреждения этих зданий, приведены сведения о математическом аппарате, используемом для теоретического описания процесса образования и распространения волн в грунтах от забиваемых свай (гл. I и II).

Поскольку наиболее надежный прогноз возможных повреждений зданий предусматривает проведение инструментальных наблюдений колебаний грунта, в книгу включены сведения о выборе сейсморегистрирующей аппаратуры, об определении погрешностей измерений и о методике измерений параметров колебаний грунта.

В гл. IV рассмотрен материал инструментальных наблюдений колебаний грунта при забивке свай на строительных площадках. Изложены методика наблюдений и систематизация получаемых результатов, позволяющая использовать их по мере накопления и уточнять зависимости наблюдаемых величин от параметров источника и грунтовых условий.

В гл. V кратко излагаются принципы физического моделирования применительно к рассматриваемым вопросам, описаны аппаратура и методика проведения опытов, обсуждены полученные результаты, сделаны важные для практики выводы.

В заключительной части книги (гл. VI—VIII) рассматриваются методологические аспекты решения проблемы забивки свай вблизи зданий и сооружений. Дается обзор способов оценки опасности колебаний грунта, распространяющихся от разных источников, и описывается наиболее пригодный из них для свайной бойки. Излагаются методики прогнозирования параметров

колебаний грунта при забивке свай и определения условий безопасного для зданий ведения сваебойных работ. Описано поведение зданий, подверженных колебаниям, и те последствия, к которым эти колебания приводят, рассмотрен характер повреждений зданий, выяснены их причины, описан комплекс мероприятий, снижающих влияние колебаний на здания и сооружения, а также дан технико-экономический анализ устройства фундаментов из забивных свай вблизи зданий. В приложении приведен пример расчета возможности забивки свай вблизи здания.

В структуре книги отражена методология получения и обоснования необходимых практических рекомендаций по безопасной забивке свай вблизи зданий и сооружений.

Такая подборка материалов дает основание авторам надеяться, что каждый специалист, занимающийся вопросами устройства фундаментов из забивных свай вблизи существующих зданий и сооружений, найдет для себя в ней необходимые сведения. Тем читателям, которые обращаются к книге как к руководству по принятию решений о безопасной забивке свай вблизи зданий, можно рекомендовать ознакомиться с содержанием гл. VI и VIII, а также с материалами, приведенными в приложениях.

Читателям, приступающим к изучению вопросов распространения волн в грунтах от источников производственной сейсмичности, рекомендуется материал гл. I—VI. Инженерам, занимающимся расчетами конструкций зданий и сооружений на слабые динамические воздействия, наиболее полезным может оказаться материал гл. VII.

В целом весь материал, изложенный в книге, должен дать полное представление о состоянии разработок и о результатах их практического использования при оценке влияния слабых многократно повторяющихся динамических воздействий на здания и сооружения. Исключение в отношении полноты представленных данных составляют лишь вопросы исследования неравномерных динамических осадков зданий и сооружений при забивке свай, так как эти исследования при всей их значимости в настоящее время не доведены до логического завершения, позволяющего эффективно использовать их в практике проектирования и производства сваебойных работ вблизи зданий.

М. М. Калюжнюком написаны гл. I, II, пп. 1—4 гл. III, пп. 1—6 гл. IV, гл. V, VI, приложение 1. В. К. Рудем написаны пп. 7, 8 гл. IV, п. 5 гл. VI, гл. VII, пп. 1, 3 гл. VIII, приложение 2. Совместно авторами написаны предисловие, введение, п. 5 гл. III, п. 2 гл. VIII.

Авторы пользуются случаем выразить благодарность д-ру техн. наук профессору А. П. Филину и канд. физ.-мат. наук К. И. Огурцову за обсуждение материала рукописи и сделанные замечания.

ГЛАВА I

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ ОБ ОБРАЗОВАНИИ ВОЛН В ГРУНТЕ И ОБ ИХ РАСПРОСТРАНЕНИИ

Проблему безопасной забивки свай вблизи зданий и сооружений можно решить, лишь выяснив, что непосредственно вызывает повреждения зданий и сооружений, каков механизм их образования, можно ли прогнозировать влияние колебаний на здания и сооружения и что следует предпринимать для обеспечения безопасности сваебойных работ. Частично ответы на эти вопросы содержатся в результатах наблюдений за производством сваебойных работ и приведены ниже.

Известно, что уровень колебаний грунта при забивке свай невелик, и при распространении их в грунтовой массе в нем не наблюдается никаких деформационных явлений, за исключением, может быть, зоны вокруг сваи радиусом до двух-трех диаметров свай.

Практика многократных наблюдений успешной забивки свай вблизи зданий и сооружений свидетельствует, что колебания, передаваемые от грунта зданиям и сооружениям, непосредственно не должны вызывать их повреждений, так как смещения конструкций при колебаниях невелики и не выводят материал этих конструкций из области упругой стадии работы. В тех же случаях, когда повреждения все-таки имели место, напрашивается вывод, что напряженное состояние материала конструкций было близко к предельному и дополнительные нагрузки, вызванные колебаниями, привели к превышению предельных напряжений. Так, в результате забивки свай в зданиях могут наблюдаться отколы штукатурки или осыпание побелки, образование новых и раскрытие имеющихся трещин.

Известно также, что существенные повреждения зданий и сооружений, вызванные забивкой свай вблизи них, наблюдаются одновременно с развитием неравномерных дополнительных осадок этих зданий и сооружений [7, 42].

Таким образом, повреждения зданий и сооружений обусловлены в первую очередь тем, что они получают неравномерные

дополнительные осадки, развивающиеся вследствие прохождения волн от забиваемых свай в грунтах оснований этих зданий и сооружений. Осадки развиваются во времени в зависимости от количества ударов молота по свае и от интенсивности колебаний.

Очевидно, что изучение взаимосвязи между колебаниями грунта и повреждениями зданий следует начинать с изучения параметров колебаний грунта или, точнее, волновых полей смещений, скоростей или ускорений смещения грунта при колебаниях. Поскольку вопрос о закономерностях образования и распространения волн в грунтах достаточно сложен и требует определенных теоретических представлений, в гл. II даются краткие сведения о теоретическом описании этих закономерностей применительно к задаче распространения волн от источника типа свай.

Настоящая глава служит введением в обоснование выбора модели грунта, которая затем используется для решения задач, поставленных в гл. II.

1. Математические модели в динамике грунтов, оснований и фундаментов

Волновой характер движения среды, будь то безграничная среда или ограниченная ее часть, обычно описывается уравнениями механики сплошной среды, которые решаются при определенных начальных или граничных условиях. В тех задачах, где это возможно, стараются выбрать еще более простые модели среды, отказываясь от представлений о ее сплошности и от ряда других свойств. Большинство методов расчета основывается именно на таких представлениях.

В общем случае грунты представляют собой природные образования, состоящие из твердой, жидкой и газообразной фаз.

Механические свойства жидкого и газообразного компонентов сравнительно легко и достаточно полно определяются их плотностью и скоростью распространения в них звука. Механическое поведение твердого компонента при различного рода воздействиях отличается сложным характером, нестабильностью характеристик и зависит от множества факторов, как то: минералогического и гранулометрического составов, структуры и текстуры грунта, характера связей между частицами, вовлеченности воды в образование этих связей и пр. Трудности в математическом описании поведения грунта под нагрузками увеличиваются вследствие его многокомпонентности. Ввиду этого в каждом конкретном случае требуется выбирать такую математическую модель, которая отвечает поставленной задаче.

Например, в динамике грунтов оснований и фундаментов в разных задачах грунт представляется винклеровской моделью, сочетанием винклеровского основания с присоединенной массой

или с натянутой мембраной [2, 50], идеально упругим материалом [2], сплошной средой, в том числе многокомпонентной, наделенной свойствами жидкости или газа [36], пластическими, упругопластическими, упруговязкопластическими средами с различными зависимостями между напряжениями и деформациями или скоростями деформаций [8, 49], другими, еще более сложными, средами, в том числе анизотропными [34], неоднородными [26], нелинейно-упругими [5, 24], стохастическими и дискретными [1].

Однако результаты, пригодные для практического использования в конкретных условиях, можно получить далеко не для всех этих моделей. Назначение многих из них — теоретическое объяснение отдельных физических явлений. Еще большее их число разработано для случаев описания сильных и сверхсильных динамических воздействий на грунт, когда последний приобретает свойства, близкие к свойствам жидкости или газа. В таких задачах, решаемых методами газовой динамики, не рассматриваются поперечные и рэлеевские волны, что вполне оправдано при изучении распространения в грунтах ударных, взрывных и интенсивных продольных волн. Если же рассматривать слабые колебания грунта от производственных источников, к которым относятся и забиваемые сваи, то чаще всего основную долю энергии несут именно поперечные и рэлеевские волны, вследствие этого представляющие опасность для окружающих зданий и сооружений. В таких случаях модели, использующие аппарат газовой динамики, оказываются не пригодными для исследований, и возникает необходимость рассматривать грунт как твердое деформируемое тело.

2. Уравнения движения грунта как твердого деформируемого тела

Здесь приведены некоторые сведения о математическом аппарате динамики сплошной среды и ее частного случая — динамики твердого деформируемого тела. Предлагаемый материал является исходным для описания любого процесса в конкретно заданных сплошных средах.

В самом общем случае уравнения движения сплошной среды могут быть записаны в следующем виде:

$$\rho \frac{dv_i}{dt} = \rho \frac{\partial v_i}{\partial t} + \rho v_{i,j} v_j = X_i + \sigma_{ij,j} = X_i + \sigma_{ji,r} \quad (1)$$

где ρ — плотность среды; v_i — i -я компонента вектора скорости; X_i — i -я компонента внешних сил; σ_{ij} — компонента тензора напряжений; индексы i, j означают частную производную по j -й координате, повторяющиеся индексы — суммирование $\left(\sigma_{ij,j} = \frac{\partial \sigma_{i1}}{\partial x_1} + \frac{\partial \sigma_{i2}}{\partial x_2} + \frac{\partial \sigma_{i3}}{\partial x_3} \right)$.

Задачи механики деформируемой сплошной среды могут быть сведены к определению (в виде функций координат про-

странства и времени) вектора перемещений или вектора скорости и тензора напряжений в точке тела при заданных нагрузках, перемещениях или скоростях вдоль границ, определяющих геометрическую форму рассматриваемого тела. При этом требуется выполнение ряда дополнительных условий.

Первым является условие сохранения массы, заключающееся в том, что при произвольном движении сплошной среды масса, прошедшая через элемент A поверхности, окружающей объем V , компенсируется изменением массы внутри этого объема:

$$\int_A \rho v_i n_i dA + \frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho dV = 0. \quad (2)$$

Если применить к уравнению (2) теорему Грина (теорему о дивергенции), то оно преобразуется в уравнение непрерывности:

$$(\rho v_i)_{,i} + \frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{d\rho}{dt} + \rho v_{i,i} = 0. \quad (3)$$

Вторым является условие существования тензора напряжений. Согласно этому условию девять компонент тензора напряжения σ_{ij} , определяющих в прямоугольной системе координат напряженное состояние в точке, связаны с тремя компонентами вектора нагрузки t_i , приложенной к поверхности, проходящей через точку, следующими соотношениями:

$$t_i = \sigma_{ij} n_j, \quad (4)$$

где n_i определяет направление нормали к поверхности.

При отсутствии внешних моментов и связанных с ними вращений элемента среды как твердого тела условия симметрии приводят к соотношениям:

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ji}. \quad (5)$$

Если ввести в уравнение (1) компоненты девиатора напряжений

$$S_{ij} = \sigma_{ij} + P\delta_{ij}, \quad (6)$$

в котором $P = (1/3)\sigma_{kk}$ — гидростатическое давление; δ_{ij} — символ Кронекера:

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{при } i = j; \\ 0 & \text{при } i \neq j, \end{cases}$$

то уравнение (1) примет вид:

$$\rho \frac{\partial v_i}{\partial t} + \rho v_{i,j} v_j = X_i - P_{,i} \delta_{ij} + S_{ij,j}. \quad (7)$$

При $v_{i,j} \rightarrow 0$ или $v_i \rightarrow 0$ формула (1) представляет собой уравнение движения в напряжениях (при $X_i = 0$):

$$\sigma_{ij,j} = \rho \frac{\partial v_i}{\partial t} = S_{ij} - P_{,i} \delta_{ij}. \quad (8)$$

Для определения 10 неизвестных ρ , σ_{ij} и v_i или u_i к четырем уравнениям (1), (3)—(5) требуется добавить шесть уравнений, отражающих соотношения между шестью компонентами тензора напряжения и шестью компонентами соответствующим образом выбранной симметричной тензорной функции скорости или вектора перемещения. В зависимости от того, является ли эта функция функцией вектора перемещения или вектора скорости, она представляет собой тензор деформации или тензор скорости деформации.

Различные частные случаи, получаемые из этих уравнений, могут описывать поведение и жидкости и твердого тела.

Для анизотропных тел система уравнений, описывающих их напряженно-деформированное состояние, будет отличаться существенно большей сложностью как самой структуры (будет включать 21 компоненту тензора напряжений вместо 6), так и методов решения.

Третьим условием применимости уравнений (1), (3)—(5) является условие однородности среды. Для неоднородных сред значения их параметров, а также соотношения между напряжениями и деформациями или скоростями деформаций представляют собой функции от координат точек, в которых они рас-

3. Динамические задачи теории упругости

Из уравнений (1), (3)—(5) при соответствующем подборе параметров среды и соотношений между напряжениями и деформациями можно получить уравнения для идеально упругого тела. Аналогом условия (1) становятся в этом случае уравнения движения (объемные силы X_i положены равными 0):

$$\left. \begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z}; \\ \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z}; \\ \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z}. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

где u , v и w — соответственно координаты вектора смещений \bar{u} в декартовой системе координат; σ_{ij} — напряжения; t — время; ρ — плотность среды.

Соотношения между компонентами напряжений σ_{ij} и деформаций e_{ij} задаются законом Гука;

$$\begin{aligned} \sigma_{xx} &= \lambda \Delta + 2\mu e_{xx}; & \sigma_{xy} &= \mu e_{xy}; & \tau_{yy} &= \lambda \Delta + 2\mu e_{yy}; \\ \sigma_{yz} &= \mu e_{yz}; & \sigma_{zz} &= \lambda \Delta + 2\mu e_{zz}; & \sigma_{zx} &= \mu e_{zx}. \end{aligned} \quad (10)$$

где λ и μ — упругие постоянные Ляме; $\Delta = e_{xx} + e_{yy} + e_{zz}$.

Упругие постоянные λ и μ связаны с более часто применяемыми константами — модулем упругости E , модулем сдвига G

и коэффициентом Пуассона ν соотношениями:

$$E = \frac{\mu(3\lambda + 2\mu)}{\lambda + \mu}; \quad G = \mu; \quad \nu = \lambda/[2(\lambda + \mu)]. \quad (11)$$

Соотношения (4) и (5) для упругой среды остаются без изменений.

Часто при решении конкретных задач используются соотношения между смещениями и деформациями в упругой среде, которые в декартовой системе координат записываются так:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{xx} &= \frac{\partial u}{\partial x}; & \epsilon_{yy} &= \frac{\partial v}{\partial y}; & \epsilon_{zz} &= \frac{\partial w}{\partial z}; \\ \epsilon_{xy} &= \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}; & \epsilon_{yz} &= \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z}; & \epsilon_{zx} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}; \\ 2\bar{\omega}_x &= \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}; & 2\bar{\omega}_y &= \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x}; & 2\bar{\omega}_z &= \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Здесь ϵ_{xx} , ϵ_{yy} , ϵ_{zz} — относительные удлинения малых линейных элементов в направлениях осей x , y и z ; ϵ_{xy} , ϵ_{yz} , ϵ_{zx} — компоненты деформации сдвига в плоскостях, соответствующих индексам; $\bar{\omega}_x$, $\bar{\omega}_y$, $\bar{\omega}_z$ — компоненты вращения малого элемента как твердого тела; если перемещение представляется вектором \bar{v} , то величины компонентов вращения составляют $1/2 \operatorname{rot} \bar{v}$ по осям.

Подставив в уравнения (9) выражения напряжений через деформации (10), а последние выразив, в свою очередь, через смещения (12), можно получить соответственно:

$$\left. \begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= (\lambda + 2\mu) \frac{\partial \Delta}{\partial x} + \mu \nabla^2 u; \\ \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= (\lambda + 2\mu) \frac{\partial \Delta}{\partial y} + \mu \nabla^2 v; \\ \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= (\lambda + 2\mu) \frac{\partial \Delta}{\partial z} + \mu \nabla^2 w, \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

где ∇^2 обозначает оператор $\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right)$.

Дифференцируя выражение (13) соответственно по x , по y и по z и складывая отдельно левые и правые части между собой, можно получить волновое уравнение

$$\rho \frac{\partial^2 \Delta}{\partial t^2} = (\lambda + 2\mu) \nabla^2 \Delta, \quad (14)$$

в котором, как видно, скорость распространения объемного расширения Δ равна $\sqrt{(\lambda + 2\mu)/\rho}$ — скорости продольных волн. Если теперь в уравнениях (13) произвести дифференцирование третьего выражения по y , а второго по z и вычесть одно из другого, получим

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) = \mu \nabla^2 \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right), \quad (15)$$

или, что то же,

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{\omega}_y}{\partial t^2} = \mu \nabla^2 \bar{\omega}_x. \quad (15a)$$

Соответственно также можно получить уравнения для $\bar{\omega}_y$ и $\bar{\omega}_z$:

$$\left. \begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 \bar{\omega}_y}{\partial t^2} &= \mu \nabla^2 \bar{\omega}_y; \\ \rho \frac{\partial^2 \bar{\omega}_z}{\partial t^2} &= \mu \nabla^2 \bar{\omega}_z. \end{aligned} \right\} \quad (15b)$$

Скорость распространения вихря $\operatorname{rot} \bar{v}$ в упругой среде, как видно из последних уравнений, равна $\sqrt{\mu/\rho}$ (скорость поперечных волн).

Решение волновых уравнений (14) и (15) при различных начальных и граничных условиях составляет сущность многих динамических задач теории упругости. Наиболее общий идеализированный подход к теоретическому описанию волновых процессов в грунтах дает решение динамических задач теории упругости в случае идеально упругого однородного изотропного материала среды.

Вытекающие из уравнений теории упругости выводы относительно типов существующих волн и законов распространения их фронтов не вступают в противоречие с опытом. Они являются фундаментом всех современных методов интерпретации сейсмических наблюдений, данных сейсморазведки, записей колебаний грунта, распространяющихся от источников производственной сейсмике.

Рассмотрим постановку динамических задач теории упругости в динамической теории распространения сейсмических волн [27] для слоисто-изотропных идеальных сред. Среда задается геометрическими и динамическими параметрами, иными словами, известны границы ее раздела и значения скоростей распространения продольных v_p и поперечных v_s волн (или упругих постоянных λ и μ) и плотности всех слоев среды. В некоторой точке среды задается источник колебаний, включаемый в начальный момент времени t_0 и действующий в течение «малого» промежутка времени T . Требуется определить характер колебаний, возбужденных источником, в произвольных наперед заданных точках среды. Последние чаще всего выбирают на поверхности.

Пусть в некоторой системе координат (x, y, z) задана упругая среда с параметрами λ , μ и ρ , или, что то же, с параметрами

$$v_p = \sqrt{(\lambda + 2\mu)/\rho}, \quad v_s = \sqrt{\mu/\rho} \quad \text{и} \quad \rho \quad (16)$$

В определенной точке среды (x_0, y_0, z_0) действует напряжение $T = T_1 \bar{i} + T_2 \bar{j} + T_3 \bar{k}$, вызывающее смещения

$$\bar{u}(x, y, z, t) = u \bar{i} + v \bar{j} + w \bar{k}, \quad (17)$$

где $\bar{i}, \bar{j}, \bar{k}$ — единичные векторы, соответственно направленные вдоль осей x, y, z .

Смещения представляются в виде потенциальной и вихревой составляющих:

$$\bar{u}(x, y, z, t) = \text{grad } \varphi + \text{rot } \bar{\psi}. \quad (18)$$

где $\varphi(x, y, z, t)$ и $\bar{\psi}(x, y, z, t)$ — соответственно скалярный и векторный потенциалы.

Выражения для смещений находятся через потенциалы φ и $\bar{\psi}$, которые в этом классе задач обычно отыскиваются в виде двукратных интегралов Фурье — Бесселя и Меллина. Для наиболее простых из них удается найти аналитические выражения, остальные отыскиваются численным интегрированием.

Более подробно с этим классом задач читатель будет ознакомлен в следующей главе на примере решения задач для источников, моделирующих сваю.

ГЛАВА II

РАСПРОСТРАНЕНИЕ ВОЛН В УПРУГОМ ПОЛУПРОСТРАНСТВЕ ОТ ИСТОЧНИКОВ, МОДЕЛИРУЮЩИХ СВАЮ

1. Постановка задачи

Известно, что амплитуды смещений грунта при колебаниях, вызываемых забивкой свай, невелики и эти колебания не приводят к сколько-нибудь заметным необратимым деформациям грунта за пределами области вокруг сваи размером в два-три ее диаметра. Поэтому в качестве модели грунта можно использовать упругое полупространство.

Для упрощения решения задачи можно предположить далее, что материал полупространства является идеально упругим, однородным и изотропным, а связь между напряжениями и деформациями — линейной. В общих чертах все высказанные допущения, за исключением однородности грунта, в достаточной степени согласуются с опытными данными. Действительно, вследствие малости амплитуд смещений распространяющихся волн при забивке свай в первом приближении можно считать, что поглощения энергии колебаний грунтом не происходит, т. е. грунт является идеально упругим материалом. По этой же причине можно не принимать во внимание геометрическую и физическую нелинейности зависимости деформаций грунта от напряжений.

Грунты практически не обладают выраженными анизотропными свойствами, поэтому предположение об изотропности материала полупространства также вполне обосновано. Что же касается предположения об однородности грунта, оно сделано для того, чтобы наиболее простыми средствами выяснить самые общие закономерности распространения волн в грунтах, так как эти закономерности в каждом конкретном случае скрыты множеством различного рода помех, обусловленных специфическими местными грунтовыми условиями.

При выборе математической модели сваи как источника колебаний ее можно рассматривать в качестве осесимметричного источника. Длины волн, распространяющихся в грунте при забивке сваи, несомненно больше ее поперечных размеров, поэтому, хотя свая и представляет собой объемный источник, она может быть заменена линией действия сил. Пластическими деформациями в области, непосредственно примыкающей к свае, можно пренебречь и рассмотреть задачу как чисто упругую. Это допущение сделано на основании того, что пластические деформации грунта наблюдаются в области, непосредственно примыкающей к свае, и в соответствии с принципом Сен-Венана не могут оказывать влияние на упругие волны, распространяющиеся в грунте от сваи.

Распределение усилий вдоль линии их действия в задаче принято равномерным. Это предположение основано на данных, полученных в работах [3, 4], в которых изучалось сопротивление грунта ударному погружению свай в натуральных условиях, и подтверждено результатами исследований на мелкомасштабных моделях [13]. Зависимость усилий в источнике волн от времени выбрана в виде δ -функции Дирака:

$$\delta(t) = \begin{cases} \infty & \text{при } t = 0; \\ 0 & \text{при } t \neq 0 \end{cases} \quad \text{и} \quad \int_{-\infty}^{\infty} \delta(t) dt = 1. \quad (19)$$

При таком выборе переход к любому другому физически реальному воздействию выполняется стандартным путем с помощью интеграла свертки (это будет показано ниже). Рассматриваемая задача относится к классу задач динамической теории упругости, начало которым положили работы Г. Лэмба, В. И. Смирнова, С. Л. Соболева и ряда других исследователей.

Дальнейшим развитием идей и методов решения задач динамической теории упругости и, что в особенности ценно, основой их практического применения для интерпретации результатов наблюдений колебаний грунта при землетрясениях, взрывах и действиях других импульсных источников, явились работы Г. И. Петрашеня и его учеников [28, 29]. Поскольку эти работы являются исходными для выбранной нами модели и использу-

ются в дальнейшем решении, рассмотрим их несколько подробнее.

Итак, имеем идеально упругое однородное изотропное полупространство и линейный осесимметричный импульсный источник, действующий в нем. Линейный источник можно представить как суперпозицию вертикально направленных точечных источников, расположенных на линии его действия.

Далее будет рассмотрено волновое поле смещений от точечного источника (вертикальной сосредоточенной силы) и сделан анализ некоторых теоретических сейсмограмм — записей колебаний в отдельных точках упругого полупространства. В нашем случае этот источник рассматривается в качестве вспомогательного для построения решений от линейного источника; однако в определенных случаях результаты, полученные с его помощью, приобретают важное самостоятельное значение. К таким случаям относится забивка свай в грунты, в которых усилие сопротивления погружению передается свае в основном через острие. В задаче о полупространстве усилие от острия свай можно рассматривать как импульсную сосредоточенную силу, расположенную в глубине полупространства и излучающую волны.

2. Импульсный источник типа вертикальной силы

Рассмотрим два случая распространения волн от такого источника: в безграничной среде и в полупространстве [27].

Возьмем цилиндрическую систему координат (r, θ, z) в безграничной среде и в точке $(r=0, z=0)$, приложим сосредоточенную силу, направленную по оси z . Плоскостью $z=0$ разделим упругую среду на два полупространства (нижнее 1 и верхнее 2 (рис. 1)) и в каждом из них будем искать волновое поле смещений, вызываемое нашим источником. При этом на границе раздела $z=0$, за исключением может быть точки $(r=0, z=0)$, смещения и касательные напряжения, полученные для каждого из полупространств, должны оставаться одними и теми же.

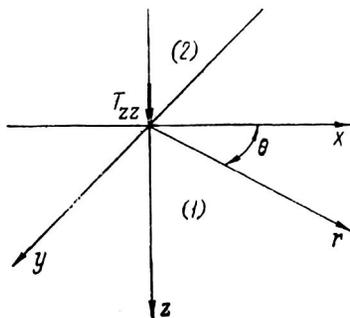


Рис. 1. Точечный источник в безграничной упругой среде в цилиндрической системе координат (r, θ, z)

Цифрами (1) и (2) обозначены соответственно нижнее и верхнее полупространства, полученные при условном делении среды плоскостью $z=0$

Зависимость приложенной силы от координат и времени можно выразить следующим образом:

$$T_{zz} = \left[\frac{n^2}{2\pi(1+n^2r^2)^{3/2}} \right] \dot{f}(t), \quad (20)$$

что при $n \rightarrow \infty$ дает вертикальную силу, сосредоточенную в точке. Введение члена $n^2/[2\pi(1+n^2r^2)^{3/2}]$ при $n < \infty$ обеспечивает непрерывность решений, получаемых в этой задаче, и дает удобные формулы для вычисления встречающихся далее интегралов.

В результате разложения вектора упругих смещений \bar{u}_m на вертикальную $w_m(r, z, t)$ и горизонтальную $q_m(r, z, t)$ компоненты:

$$\bar{u}_m = q_m(r, z, t) \bar{r} + w_m(r, z, t) \bar{k} \quad (21)$$

вводят потенциальные функции $\varphi_m(r, z, t)$ и $\bar{\psi}_m(r, z, t)$ и выражают через них указанные компоненты:

$$q_m = \frac{\partial \varphi_m}{\partial r} - \frac{\partial \bar{\psi}_m}{\partial z}; \quad w_m = \frac{\partial \varphi_m}{\partial z} + \frac{\partial \bar{\psi}_m}{\partial r} + \frac{\bar{\psi}_m}{r}. \quad (22)$$

Единичные векторы \bar{r} и \bar{k} направлены соответственно по осям r и z , а индекс m указывает на то, что смещения рассматриваются либо в нижнем ($m=1$), либо в верхнем ($m=2$) из выделенных полупространств. Условия связи смещений и напряжений на границе $z=0$ полупространств, которые непрерывно переходят друг в друга, можно записать в виде:

$$\left. \begin{aligned} (q_2 - q_1)|_{z=0} = 0; \quad (w_2 - w_1)|_{z=0} = 0; \\ (\tau_{rz_2} - \tau_{rz_1})|_{z=0} = 0; \quad (\sigma_{zz_2} - \sigma_{zz_1})|_{z=0} = \frac{n^2}{2\pi(1+n^2r^2)^{3/2}} \dot{f}(t). \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

В гл. I было показано, что уравнения движения (9) после введения потенциальных функций φ и $\bar{\psi}$ сводятся к волновым уравнениям (14) и (15). В случае цилиндрической системы координат волновые уравнения имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = \frac{1}{a^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2}; \\ \frac{\partial^2 \bar{\psi}}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \bar{\psi}}{\partial r} - \frac{\bar{\psi}}{r^2} + \frac{\partial^2 \bar{\psi}}{\partial z^2} = \frac{1}{b^2} \frac{\partial^2 \bar{\psi}}{\partial t^2}. \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

Так как источник импульсный, принято, что в момент времени $t=0$ среда находилась в покое. Задача сводится к отысканию функций φ_m и $\bar{\psi}_m$, удовлетворяющих уравнениям (24), нулевым начальным данным

$$\varphi_m|_{t=0} = \bar{\psi}_m|_{t=0} = \frac{\partial \varphi_m}{\partial t}|_{t=0} = \frac{\partial \bar{\psi}_m}{\partial t}|_{t=0} = 0 \quad (25)$$

и граничным условиям

$$\left. \begin{aligned} \tau_{rz} &= \left[2 \frac{\partial^2 (\varphi_1 - \varphi_2)}{\partial r \partial z} + \frac{1}{b^2} \frac{\partial^2 (\bar{\psi}_1 - \bar{\psi}_2)}{\partial t^2} - 2 \frac{\partial^2 (\bar{\psi}_1 - \bar{\psi}_2)}{\partial z^2} \right]_{z=0} = 0; \\ \sigma_{zz} &= \mu \left[\left(\frac{1}{b^2} - \frac{2}{a^2} \right) \frac{\partial^2 (\varphi_1 - \varphi_2)}{\partial t^2} + 2 \frac{\partial^2 (\varphi_1 - \varphi_2)}{\partial z^2} + 2 \frac{\partial^2 (\bar{\psi}_1 - \bar{\psi}_2)}{\partial r \partial z} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{2}{r} \frac{\partial (\bar{\psi}_1 - \bar{\psi}_2)}{\partial z} \right]_{z=0} = \frac{n^2}{2\pi (1 + n^2 r^2)^{3/2}}; \\ &\quad \left[\frac{\partial (\varphi_1 - \varphi_2)}{\partial r} - \frac{\partial (\bar{\psi}_1 - \bar{\psi}_2)}{\partial z} \right]_{z=0} = 0; \\ &\quad \left[\frac{\partial (\varphi_1 - \varphi_2)}{\partial z} + \frac{\partial (\bar{\psi}_1 - \bar{\psi}_2)}{\partial r} + \frac{1}{r} (\bar{\psi}_1 - \bar{\psi}_2) \right]_{z=0} = 0. \end{aligned} \right\} (26)$$

Решение найдено в виде интегралов Фурье — Бесселя:

$$\varphi_m = \int_0^\infty A_m(z, t, k) J_0(kr) dk; \quad \psi_m = \int_0^\infty B_m(z, t, k) J_1(kr) dk. \quad (27)$$

Подставляя (27) в (24) — (26), получим для определения подынтегральных функций уравнения

$$\frac{\partial^2 A}{\partial z^2} - k^2 A = \frac{1}{a^2} \frac{\partial^2 A}{\partial t^2}; \quad \frac{\partial^2 B}{\partial z^2} - k^2 B = \frac{1}{b^2} \frac{\partial^2 B}{\partial t^2} \quad (28)$$

с нулевыми начальными данными

$$A_m|_{t=0} = B_m|_{t=0} = \frac{\partial A_m}{\partial t}|_{t=0} = \frac{\partial B_m}{\partial t}|_{t=0} = 0 \quad (29)$$

и условиями на границе $z = 0$

$$\left. \begin{aligned} \left[k(A_1 - A_2) + \frac{\partial(B_1 - B_2)}{\partial z} \right]_{z=0} &= 0; \quad \left[\frac{\partial(A_1 - A_2)}{\partial z} + k(B_1 - B_2) \right]_{z=0} = 0; \\ \left[-2k \frac{\partial(A_1 - A_2)}{\partial z} + \frac{1}{b^2} \frac{\partial^2(B_1 - B_2)}{\partial t^2} - 2 \frac{\partial^2(B_1 - B_2)}{\partial z^2} \right]_{z=0} &= 0 \\ \left[\left(\frac{1}{b^2} - \frac{2}{a^2} \right) \frac{\partial^2(A_1 - A_2)}{\partial t^2} + 2 \frac{\partial^2(A_1 - A_2)}{\partial z^2} + 2k \frac{\partial(B_1 - B_2)}{\partial z} \right]_{z=0} &= \\ &= \frac{ke - k/n}{2\pi\mu} f(t). \end{aligned} \right\} (30)$$

В двух последних уравнениях (30) использованы известные соотношения

$$\frac{\partial J_0(kr)}{\partial r} = -kJ_1(kr) \quad \text{и} \quad \frac{\partial J_1(kr)}{\partial r} + \frac{1}{r} J_1(kr) = kJ_0(kr) \quad (31)$$

между функциями Бесселя нулевого и первого порядков, а также представление функции из (20) через интеграл Фурье — Бесселя

$$\frac{1}{2\pi} \frac{n^2}{(1 + n^2 r^2)^{3/2}} = \frac{1}{2\pi} \int_0^\infty ke^{-k/n} J_0(kr) dk. \quad (32)$$

Введя новые функции

$$\begin{aligned} A'_m(z, k, s) &= \int_0^\infty A_m(z, t, k) e^{-st} dt; \\ B'_m(z, k, s) &= \int_0^\infty B_m(z, t, k) e^{-st} dt, \end{aligned} \quad (33)$$

применив к (28) и (30) одностороннее преобразование Лапласа и используя при этом начальные условия (29), получили следующие решения уравнений (28):

$$\begin{aligned} A'_1 &= a_1(s, k) e^{-z\sqrt{s^2/a^2+k^2}}; \quad B'_1 = B_1(s, k) e^{-z\sqrt{s^2/b^2+k^2}}, \\ A'_2 &= a_2(s, k) e^{-z\sqrt{s^2/a^2+k^2}}; \quad B'_2 = b_2(s, k) e^{-z\sqrt{s^2/b^2+k^2}}. \end{aligned} \quad (34)$$

Следует заметить, что при отыскании (34) ветви радикалов для определенности зафиксированы следующими условиями:

$$\arg \sqrt{s^2/a^2+k^2} = \arg \sqrt{s^2/b^2+k^2} = 0 \quad \text{при} \quad s > 0. \quad (35)$$

Решив соответствующие алгебраические уравнения, нашли коэффициенты $a_m(s, k)$ и $b_m(s, k)$:

$$\begin{aligned} a_1(s, k) &= -\frac{1}{4\pi\mu} ke^{-k/n} \frac{F(s) b^2}{s^2}; \quad a_2(s, k) = \frac{1}{4\pi\mu} ke^{-k/n} \frac{F(s) b^2}{s^2}; \\ b_1(s, k) &= -\frac{1}{4\pi\mu} k^2 e^{-k/n} \frac{F(s) b^2}{s^2 \sqrt{s^2/b^2+k^2}}; \quad b_2(s, k) = b_1(s, k), \end{aligned} \quad (36)$$

$$\text{где} \quad F(s) = \int_0^\infty f(t) e^{-st} dt. \quad (37)$$

Теперь, используя формулы обращения Меллина, можно определить выражения для потенциалов $\varphi_m(r, z, t)$ и $\psi_m(r, z, t)$. Они имеют следующий вид:

$$\begin{aligned} \varphi_m &= \frac{(-1)^m}{4\pi\mu} \int_0^\infty \left\{ \frac{1}{2\pi i} \int_{\sigma-i\infty}^{\sigma+i\infty} \frac{F(s) b^2}{s^2} e^{st+(-1)^m z \sqrt{s^2/a^2+k^2}} ds \right\} ke^{-k/n} J_0(kr) dk; \\ \psi_m &= \frac{-1}{4\pi\mu} \int_0^\infty \left\{ \frac{1}{2\pi i} \int_{\sigma-i\infty}^{\sigma+i\infty} \frac{F(s) b^2}{s^2 \sqrt{k^2+s^2/b^2}} e^{st+(-1)^m z \sqrt{s^2/b^2+k^2}} ds \right\} \times \\ &\quad \times k^2 e^{-k/n} J_1(kr) dk. \end{aligned} \quad (38)$$

Сделав замену переменной $s = kb\zeta$, введя обозначение $\gamma = b/a$ и обозначив контур интегрирования $(\sigma - i\infty, \sigma + i\infty)$,

$\sigma > 0$ буквой l , получим:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_m &= \frac{(-1)^m b}{8\pi^2 \mu i} \int_0^\infty \int_l \frac{f(\zeta, k) e^{\Phi_\alpha^{(-)m}(\zeta, h)}}{\zeta^2} J_0(kr) d\zeta dk; \\ \bar{\psi}_m &= \frac{(-1)^m b}{8\pi^2 \mu i} \int_0^\infty \int_l \frac{f(\zeta, k) e^{\Phi_\beta^{(-)m}(\zeta, h)}}{\beta \zeta^2} J_1(kr) d\zeta dk, \end{aligned} \right\} (39)$$

где для упрощения записей введен еще ряд обозначений: $1/n = \varepsilon$, $\alpha = \sqrt{1 + \nu^2 \zeta^2}$; $\beta = \sqrt{1 + \zeta^2}$ (при этом в соответствии с (38) $\arg \alpha = \arg \beta = 0$ при $\zeta > 0$)

$$\left. \begin{aligned} \Phi^{(-)m}(\zeta) &= k [bt\zeta + (-1)^m z\alpha - \varepsilon]; \\ \Phi_\beta^{(-)m}(\zeta) &= k [bt\zeta + (-1)^m z\beta - \varepsilon]; \\ F(bk\zeta) &= f(\zeta, k). \end{aligned} \right\} (40)$$

По полученным потенциалам в соответствии с (22) определим горизонтальную q и вертикальную w компоненты смещений в нижней ($m=1$) и верхней ($m=2$) областях среды:

$$\left. \begin{aligned} q_m &= \frac{(-1)^m b}{8\pi^2 \mu i} \int_0^\infty \int_l \frac{e^{\Phi_\alpha^{(-)m}(\zeta, h)} - e^{\Phi_\beta^{(-)m}(\zeta, h)}}{\zeta^2} f(\zeta, k) J_1(kr) d\zeta dk, \\ w_m &= \frac{b}{8\pi^2 \mu i} \int_0^\infty \int_l \frac{\alpha e^{\Phi_\alpha^{(-)m}(\zeta, h)} + e^{\Phi_\beta^{(-)m}(\zeta, h)}}{\zeta^2 \alpha} f(\zeta, k) J_0(kr) d\zeta dk. \end{aligned} \right\} (41)$$

Чтобы получить в полупространстве смещения от заглубленной вертикальной сосредоточенной силы, к смещениям (41), возникающим в упругой среде при прохождении прямых волн, следует добавить смещения, вызываемые волнами, отразившимися от границы полупространства. Введя для отраженных волн потенциальные функции φ^0 и ψ^0 , полные потенциалы прямых и отраженных волн можно выразить формулами:

$$\bar{\varphi} = \varphi_m + \varphi^0; \quad \bar{\psi} = \psi_m + \psi^0. \quad (42)$$

Выбрав цилиндрическую систему координат (r, θ, z) с началом $(r=0, z=0)$ на границе полупространства и осью z , перпендикулярной границе, источник волн поместим на оси z на глубине $z=h$ полупространства. Уравнения (24) с начальными условиями (25) сохранятся без изменений. Граничные условия (26) будут справедливы при $z=h$. Кроме того, в граничных условиях должно быть учтено, что поверхность полупространства свободна от напряжений:

$$\sigma_{zz}|_{z=0} = 0 \quad \text{и} \quad \tau_{rz}|_{z=0} = 0. \quad (43)$$

Выражения для потенциалов φ^0 и ψ^0 продольных и поперечных волн, отраженных от границы полупространства в случае

внутреннего точечного источника, получаются точно так же, как это делалось для φ_m и $\bar{\psi}_m$. Они оказываются равны

$$\left. \begin{aligned} \varphi^0 &= \frac{-b}{8\pi^2 \mu i} \int_0^\infty \int_l \frac{T(\zeta) e^{\Phi_\alpha^0(\zeta, h)} - 4ge^{\Phi_{\alpha\beta}(\zeta, h)}}{\zeta^2 R(\zeta)} f(\zeta k) J_0(kr) d\zeta dk; \\ \bar{\psi}^0 &= \frac{b}{8\pi^2 \mu i} \int_0^\infty \int_l \frac{T(\zeta) e^{\Phi_\beta^0(\zeta, h)} - 4\alpha\beta ge^{\Phi_{\beta\alpha}(\zeta, h)}}{R(\zeta)} f(\zeta, k) J_1(zr) d\zeta dk, \end{aligned} \right\} (44)$$

где, кроме введенных обозначений (40), приняты следующие:

$$\left. \begin{aligned} \Phi_\alpha^0(\zeta, h) &= k [bt\zeta - (z+h)\alpha - \varepsilon]; & \Phi_\beta^0(\zeta, h) &= k [bt\zeta - (z+h)\beta - \varepsilon]; \\ \Phi_{\alpha\beta}^0(\zeta, h) &= k (bt\zeta - z\alpha - h\beta - \varepsilon); & \Phi_{\beta\alpha}(\zeta, h) &= k (bt\zeta - z\beta - h\alpha - \varepsilon); \\ T(\zeta) &= g^2 + 4\alpha\beta; & R(\zeta) &= g^2 - 4\alpha\beta; & g &= 2 + \zeta^2. \end{aligned} \right\} (45)$$

Смещения, вызываемые отраженными волнами, находятся по формулам (22). Они представляются выражениями:

$$\left. \begin{aligned} q^0 &= \frac{b}{8\pi^2 \mu i} \int_0^\infty \int_l \left[\frac{T(\zeta) e^{\Phi_\alpha^0(\zeta, h)} - 4ge^{\Phi_{\alpha\beta}(\zeta, h)}}{\zeta^2 R(\zeta)} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{4\alpha\beta ge^{\Phi_{\beta\alpha}(\zeta, h)} - T(\zeta) e^{\Phi_\beta^0(\zeta, h)}}{\zeta^2 R(\zeta)} \right] f(\zeta, k) J_1(kr) d\zeta dk; \\ w^0 &= \frac{b}{8\pi^2 \mu i} \int_0^\infty \int_l \left[\frac{\alpha T(\zeta) e^{\Phi_\alpha^0(\zeta, h)} - 4\alpha ge^{\Phi_{\alpha\beta}(\zeta, h)}}{R(\zeta)} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{4\alpha\beta ge^{\Phi_{\beta\alpha}(\zeta, h)} - T(\zeta) e^{\Phi_\beta^0(\zeta, h)}}{\zeta^2 \beta R(\zeta)} \right] f(\zeta, k) J_0(kr) d\zeta dk. \end{aligned} \right\} (46)$$

Итак, формулы (41) определяют смещения от точечного вертикального импульсного источника в безграничной среде. Те же формулы совместно с (46) описывают смещения от этого источника в упругом полупространстве.

Полученное решение можно интерпретировать как смещения грунта при колебаниях, вызываемых острием забиваемой сваи, когда боковая поверхность в образовании волн не участвует. В качестве реальных источников можно себе представить также зонд, забиваемый при динамическом зондировании грунта, или наконечник сваи, погружаемой ударным способом для образования скважины буронабивной сваи.

Анализ найденных выражений, теоретические сейсмограммы, получаемые с их помощью, интерпретация реальных записей колебаний грунта и ряд других важных для практики следствий приведены в конце этой главы.

3. Линейный осесимметричный импульсный источник

Ранее детально был рассмотрен процесс получения решения в виде двукратных интегралов Фурье — Бесселя и Меллина. Аналогичным образом можно отыскивать решения для любых других видов источников; разница будет заключаться лишь в степени сложности подынтегральных выражений, определяемой комбинациями входящих в них величин (40) и (45). Поэтому впредь будут представляться лишь результаты, важные для понимания сущности задачи, промежуточные же выкладки будут опускаться.

Рассмотрим действующий в полупространстве линейный осесимметричный импульсный источник (линию действия сил) [14], расположенный на оси z цилиндрической системы координат в пределах от $z = h_1$ до $z = h_2$ (рис. 2). Этот источник можно использовать в качестве модели сваи, забиваемой в дно лидерной скважины, расположенное на глубине $z = h_1$ от поверхности грунта. Чтобы представить с его помощью модель сваи, забиваемой с поверхности, в полученных решениях h_1 следует перенести на поверхность полупространства, т. е. положить равным нулю.

Потенциалы продольных φ и поперечных ψ волн, распространяющихся в полупространстве от линейного источника, расположенного на оси z в пределах от 0 до h_2 , найдем путем интегрирования выражений (39) и (44) по h в пределах от h_1 до h_2 и затем в полученных выражениях устремим h_1 к нулю. Для этого представим, что импульс силы P , равномерно распределенный на отрезке $h_2 - h_1$ оси z , на отрезке dh заменен сосредоточенным импульсом $[P/(h_2 - h_1)]dh$ и потенциалы от этого сосредоточенного импульса равны:

$$\begin{aligned} \varphi_{dh} &= [P/h_2 - h_1] dh \varphi_m; \\ \bar{\psi}_{dh} &= [P/(h_2 - h_1)] dh \bar{\psi}_m, \end{aligned} \quad (47)$$

где φ_m и $\bar{\psi}_m$ представляют собой потенциалы прямых и отраженных волн, описываемые формулами (39) и (44).

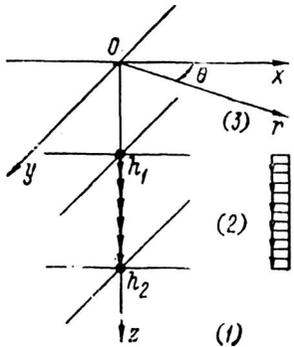


Рис. 2. Линейный источник (линия действия сил) в полупространстве в цилиндрической системе координат (r, θ, z)

Цифрами (1), (2) и (3) обозначены области полупространства, выделенные условно плоскостями $z = h_1$, $z = h_2$; отмечен равномерный характер распределения нагрузки вдоль линии действия сил

После интегрирования по h выражений (39), обозначив $h_2 - h_1 = h_0$ получим для областей 1 и 2 полупространства (рис. 2) следующие выражения для потенциалов прямых волн: в области 1 ($z > h_2$)

$$\begin{aligned} \varphi_1^{\text{II}} &= \frac{-Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \frac{e^{\Phi_\alpha^-}(\zeta, h_2) - e^{\Phi_\alpha^-}(\zeta, h_1)}{k\alpha\zeta^2} f(\zeta, k) J_0(kr) d\zeta dk \\ \psi_1^{\text{II}} &= \frac{-Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \frac{e^{\Phi_\beta^-}(\zeta, h_2) - e^{\Phi_\beta^-}(\zeta, h_1)}{k\beta^2\zeta^2} f(\zeta, k) J_1(kr) d\zeta dk; \end{aligned} \quad (48)$$

в области 2 ($h_1 < z < h_2$)

$$\begin{aligned} \varphi_2^{\text{II}} &= \frac{-Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \frac{e^{\Phi_\alpha^+}(\zeta, h_2) - e^{\Phi_\alpha^-}(\zeta, h_1)}{k\alpha\zeta^2} f(\zeta, k) J_0(kr) d\zeta dk; \\ \psi_2^{\text{II}} &= \frac{-Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \frac{2e^{k(bt\zeta - \epsilon)} - e^{\Phi_\beta^+}(\zeta, h_2) - e^{\Phi_\beta^-}(\zeta, h_1)}{k\beta^2\zeta^2} \times \\ &\quad \times f(\zeta, k) J_1(kr) d\zeta dk. \end{aligned} \quad (49)$$

Потенциалы отраженных волн, одинаковые для всех трех областей, имеют следующий вид:

$$\begin{aligned} \varphi^{\text{O}} &= \frac{Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \left\{ \frac{T(\zeta) [e^{\Phi_\alpha^{\text{O}}}(\zeta, h_2) - e^{\Phi_\alpha^{\text{O}}}(\zeta, h_1)]}{k\beta^2\zeta^2 R(\zeta)} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{4g [e^{\Phi_{\alpha\beta}}(\zeta, h_2) - e^{\Phi_{\alpha\beta}}(\zeta, h_1)]}{k\zeta^2 R(\zeta)} \right\} f(\zeta, k) J_0(kr) d\zeta dk; \\ \bar{\psi}^{\text{O}} &= \frac{-Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \left\{ \frac{T(\zeta) [e^{\Phi_\beta^{\text{O}}}(\zeta, h_2) - e^{\Phi_\beta^{\text{O}}}(\zeta, h_1)]}{k\beta^2\zeta^2 R(\zeta)} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{4g [e^{\Phi_{\beta\alpha}}(\zeta, h_2) - e^{\Phi_{\beta\alpha}}(\zeta, h_1)]}{k\zeta^2 R(\zeta)} \right\} f(\zeta, k) J_1(kr) d\zeta dk. \end{aligned} \quad (50)$$

В полученных выражениях (48) — (50) сохранены обозначения, употребленные в формулах (39) и (44).

По потенциалам продольных и поперечных волн находим горизонтальную q_m и вертикальную ω_m составляющие смещений в упругом полупространстве от прямых и отраженных волн по формулам (22), в которых $m = 1, 2$ соответствует определенным областям полупространства. При вычислении смещений, как и ранее, используются соотношения между бesselевыми функциями (31).

В результате вычислений получаем смещения:

в области 1 ($z > h_2$) полупространства

$$q_1 = \frac{Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \left[\frac{e^{\Phi_\alpha^- (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_\alpha^- (\zeta, h_1)}}{\alpha \zeta^2} - \frac{e^{\Phi_\beta^- (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_\beta^- (\zeta, h_1)}}{\beta \zeta^2} \right] \times \left. \begin{aligned} & \times f(\zeta, k) J_1(kr) d\zeta dk; \\ \omega_1 &= \frac{Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \left[\frac{e^{\Phi_\alpha^- (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_\alpha^- (\zeta, h_1)}}{\zeta^2} - \frac{e^{\Phi_\beta^- (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_\beta^- (\zeta, h_1)}}{\beta^2 \zeta^2} \right] \times \\ & \times f(\zeta, k) J_0(kr) d\zeta dk; \end{aligned} \right\} (51)$$

в области 2 ($h_1 < z < h_2$) полупространства

$$q_2 = \frac{Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \left[\frac{e^{\Phi_\alpha^+ (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_\alpha^- (\zeta, h_1)}}{\alpha \zeta^2} - \frac{e^{\Phi_\beta^+ (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_\beta^- (\zeta, h_1)}}{\beta \zeta^2} \right] \times \left. \begin{aligned} & \times f(\zeta, k) J_1(kr) d\zeta dk \\ \omega_2 &= \frac{-Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \frac{e^{\Phi_\alpha^+ (\zeta, h_2)} e^{\Phi_\alpha^- (\zeta, h_1)}}{\zeta^2} - \\ & - \frac{2e^{k(bt\zeta - \varepsilon)} - e^{\Phi_\beta^+ (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_\beta^- (\zeta, h_1)}}{\beta^2 \zeta^2} \left. \right\} f(\zeta, k) J_0(kr) d\zeta dk. \end{aligned} \right\} (52)$$

На границах областей 1—3 смещения (51), (52) автоматически переходят друг в друга.

Отраженные волны во всех трех областях полупространства одинаковы и смещения от них описываются одними и теми же выражениями, получаемыми через потенциалы (50) по формулам (22)

$$q^0 = \frac{-Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \left\{ \frac{T(\zeta) [e^{\Phi_\alpha^0 (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_\alpha^0 (\zeta, h_1)}]}{\zeta^2 R(\zeta)} - \frac{4g [e^{\Phi_{\alpha\beta} (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_{\alpha\beta} (\zeta, h_1)}]}{\beta \zeta^2 R(\zeta)} + \frac{T(\zeta) [e^{\Phi_\beta^0 (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_\beta^0 (\zeta, h_1)}]}{\beta^2 \zeta^2 R(\zeta)} - \frac{4g\beta [e^{\Phi_{\beta\alpha} (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_{\beta\alpha} (\zeta, h_1)}]}{\zeta^2 R(\zeta)} \right\} f(\zeta, k) J_1(kr) d\zeta dk; \left. \begin{aligned} \omega^0 &= \frac{Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \left\{ \frac{T(\zeta) [e^{\Phi_\alpha^0 (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_\alpha^0 (\zeta, h_1)}]}{\zeta^2 R(\zeta)} - \frac{4\alpha g [e^{\Phi_{\alpha\beta} (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_{\alpha\beta} (\zeta, h_1)}]}{\beta \zeta^2 R(\zeta)} + \frac{T(\zeta) [e^{\Phi_\beta^0 (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_\beta^0 (\zeta, h_1)}]}{\beta^2 \zeta^2 R(\zeta)} - \frac{4g [e^{\Phi_{\beta\alpha} (\zeta, h_2)} - e^{\Phi_{\beta\alpha} (\zeta, h_1)}]}{\zeta^2 R(\zeta)} \right\} f(\zeta, k) J_0(kr) d\zeta dk. \end{aligned} \right\} (53)$$

Полные смещения в каждой из областей полупространства можно найти, суммируя смещения от прямых и отраженных волн:

$$q_m = q_m^n + q^0; \quad \omega_m = \omega_m^n + \omega^0, \quad (54)$$

где $m = 1, 2$ соответствуют той области полупространства, смещения в которой отыскиваются.

Формулы (51)—(53) описывают смещения в упругом полупространстве от линейного осесимметричного источника, расположенного на глубине от $z = h_1$ до $z = h_2$ полупространства. Каждое слагаемое в этих формулах соответствует определенному типу волн — продольных или поперечных, прямых или отраженных.

Вид функции $f(\zeta, k)$, являющейся образом при применении преобразования Лапласа, определяется зависимостью воздействия в источнике от времени. Выбрав в качестве воздействия δ -функцию Дирака (19), получим $f(\zeta, k) = 1$, что даст наиболее простой вид подынтегральных выражений в (51)—(53). Для того чтобы математическая модель была ближе к реальным условиям забивки свай, поместим верхний конец источника на поверхность полупространства, положив для этого в формулах (51)—(53) $h_1 = 0$. Получим следующие выражения для смещений, объединив прямые и отраженные волны в соответствии с (54):

в области 1 ($z > h_2$) полупространства

$$q_1 = \frac{Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \left[\frac{4e^{\Phi_\alpha^- (\zeta, 0)}}{\beta R(\zeta)} - \frac{2ge^{\Phi_\beta^- (\zeta, 0)}}{\beta R(\zeta)} + \frac{e^{\Phi_\alpha^+ (\zeta, h_2)}}{\alpha \zeta^2} - \frac{T(\zeta) e^{\Phi_\alpha^0 (\zeta, h_2)}}{\alpha \zeta^2 R(\zeta)} + \frac{4ge^{\Phi_{\alpha\beta} (\zeta, h_2)}}{\beta \zeta^2 R(\zeta)} - \frac{e^{\Phi_\beta^+ (\zeta, h_2)}}{\beta \zeta^2} - \frac{T(\zeta) e^{\Phi_\beta^0 (\zeta, h_2)}}{\beta \zeta^2 R(\zeta)} + \frac{4g\beta e^{\Phi_{\alpha\beta} (\zeta, h_2)}}{\zeta^2 R(\zeta)} \right] J_1(kr) d\zeta dk; \left. \begin{aligned} \omega_1 &= \frac{Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \left[\frac{4\alpha e^{\Phi_\alpha^- (\zeta, 0)}}{\beta R(\zeta)} + \frac{2ge^{\Phi_\beta^- (\zeta, 0)}}{\beta^2 R(\zeta)} - \frac{e^{\Phi_\alpha^+ (\zeta, h_2)}}{\zeta^2} + \frac{T(\zeta) e^{\Phi_\alpha^0 (\zeta, h_2)}}{\zeta^2 R(\zeta)} - \frac{4\alpha ge^{\Phi_{\alpha\beta} (\zeta, h_2)}}{\beta \zeta^2 R(\zeta)} + \frac{e^{\Phi_\beta^+ (\zeta, h_2)}}{\beta^2 \zeta^2} + \frac{T(\zeta) e^{\Phi_\beta^0 (\zeta, h_2)}}{\beta^2 \zeta^2 R(\zeta)} - \frac{4ge^{\Phi_{\alpha\beta} (\zeta, h_2)}}{\zeta^2 R(\zeta)} \right] J_0(kr) d\zeta dk; \end{aligned} \right\} (55)$$

в области 2 ($0 < z < h_2$), полупространства

$$\begin{aligned}
 q_2 = & \frac{Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \left[\frac{4e^{\Phi_a^-(\zeta, 0)}}{\beta R(\zeta)} - \frac{2ge^{\Phi_b^-(\zeta, 0)}}{\beta R(\zeta)} + \frac{e^{\Phi_a^+(\zeta, h_2)}}{\alpha \zeta^2} - \right. \\
 & \left. - \frac{T(\zeta)e^{\Phi_a^0(\zeta, h_2)}}{\beta \zeta^2 R(\zeta)} + \frac{4qe^{\Phi_{a\beta}(\zeta, h_2)}}{\beta \zeta^2 R(\zeta)} - \frac{e^{\Phi_b^+(\zeta, h_2)}}{\beta \zeta^2} - \right. \\
 & \left. - \frac{T(\zeta)e^{\Phi_b^0(\zeta, h_2)}}{\beta \zeta^2 R(\zeta)} + \frac{4g\beta e^{\Phi_{a\beta}(\zeta, h_2)}}{\zeta^2 R(\zeta)} \right] J_1(kr) d\zeta r' k, \\
 \omega_2 = & \frac{-Pb}{8\pi^2\mu h_0 i} \int_0^\infty \int_l \left[\frac{4ac^{\Phi_a^-(\zeta, 0)}}{\beta \zeta^2 R(\zeta)} + \frac{2ge^{\Phi_b^0(\zeta, 0)}}{\zeta^2 R(\zeta)} - \frac{e^{\Phi_a^0(\zeta, h_2)}}{\zeta^2} - \right. \\
 & \left. - \frac{T(\zeta)e^{\Phi_a^0(\zeta, h_2)}}{\zeta^2 R(\zeta)} + \frac{4age^{\Phi_{a\beta}(\zeta, h_2)}}{\beta \zeta^2 R(\zeta)} - \frac{2e^{k(bt\zeta - \varepsilon)}}{\beta^2 R(\zeta)} + \frac{e^{\Phi_b^+(\zeta, h_2)}}{\beta^2 \zeta^2} - \right. \\
 & \left. - \frac{T(\zeta)e^{\Phi_b^0(\zeta, h_2)}}{\beta^2 \zeta^2 R(\zeta)} - \frac{4ge^{\Phi_{a\beta}(\zeta, h_2)}}{\zeta^2 R(\zeta)} \right] J_0(kr) d\zeta dk.
 \end{aligned} \quad (56)$$

В формулах (55), (56) сохраняются прежние обозначения, причем $\Phi_a^-(\zeta, 0) = \Phi_a^-(\zeta, h_1)|_{h_1=0}$ и $\Phi_b^-(\zeta, 0) = \Phi_b^-(\zeta, h_1)|_{h_1=0}$. Количество слагаемых в них уменьшилось вследствие того, что прямые волны от верхнего конца источника совпадают с отраженными от границы и слагаемые для прямых и отраженных волн объединяются.

4. Смещения, распространяющиеся в безграничной среде от точечного и линейного источников

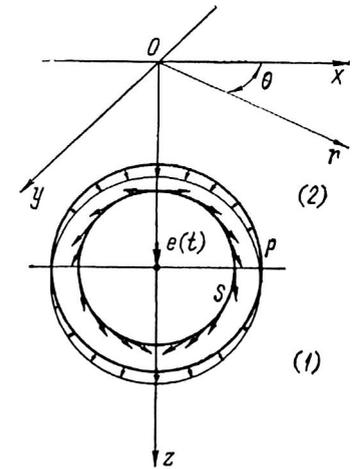
Смещения в упругой среде (41), вызванные точечным источником, определяются в аналитическом виде. Зависимость воздействия от времени удобно представить в виде единичной функции (функции Хевисайда)

$$e(t) = \begin{cases} 0 & \text{при } t \leq 0 \\ 1 & \text{при } t > 0. \end{cases} \quad (57)$$

Для единичной функции $e(t)$ ее интегральное представление имеет вид $f(\zeta, k) = 1/(bk\zeta)$. Поставив в (41) значение $f(\zeta, k)$ для единичной функции $e(t)$, отыскав вычеты подинтегральных функций в точке $\zeta = 0$ и проинтегрировав по k полученные выражения, находим известные формулы для смещений в безграничной среде для точечного источника [29], которые в цилиндрической системе координат имеют следующий вид:

$$\left. \begin{aligned}
 q &= rz/(8\pi^2\mu R^3) \{ [3b^2t^2/R^2 - \gamma^2] e(t-t_a) - [3b^2t^2/R^2 - 1] e(t-t_b) \}, \\
 \omega &= 1/(8\pi^2\mu R^3) \{ [(2z^2 - r^2) b^2t^2/R^2] e(t-t_a) - \\
 &\quad - [(2z^2 - r^2) b^2t^2/R^2 - r^2 - 2z^2] e(t-t_b) \},
 \end{aligned} \right\} \quad (58)$$

Рис. 3. Схема волновых фронтов при действии точечного источника в безграничной упругой среде, вид и характер смещений на фронтах продольных P и поперечных S волн [36]



где $R = \sqrt{r^2 + z^2}$, $t_a = R/a$ и $t_b = R/b$ — соответственно времена прихода продольных и поперечных волн от источника в точку среды с координатами r и Z .

Анализ решений (58) при $t = t_a$ и $t = t_b$, т. е. соответственно на фронтах продольных P и поперечных S волн, дает возможность выяснить характер изменения смещений и изобразить его на схеме волновых фронтов [29] (рис. 3). Из схемы видно, что в продольных волнах при $r = 0$ максимум вертикальной составляющей смещений ω фиксируется на вертикальной оси, причем вверх от источника — в волне растяжения (смещения отрицательны), а вниз — в волне сжатия (смещения положительны). На фронте поперечных волн вертикальная составляющая смещений ω фиксируется максимальной в плоскости $z = 0$ и уменьшается с удалением от этой плоскости. Горизонтальная составляющая смещений q на фронтах продольных и поперечных волн достигает максимальных значений на поверхностях $r = z$.

В аналитическом виде смещения от линейного источника в безграничной среде отыскиваются так же, как от точечного. Выражения (51)–(53) интегрируются сначала по контуру l по переменной ζ , а затем по k . Интегрирование по контуру l заменяется отысканием вычетов в точках $\zeta = 0$ и $\zeta = \pm i$ комплексной плоскости. Полученные окончательные выражения для смещений в безграничной среде от линейного источника при воздействии $\delta(t)$, $((f\zeta, k) = 1)$ имеют следующий вид:

в области I ($z > h_0$)

$$\left. \begin{aligned}
 q_1^{\delta}(t) &= \sum_{i=1}^2 \frac{(-1)^i P b^2 t r}{4\pi\mu h_0 R_i^3} [e(t-t_{a_i}) - e(t-t_{b_i})]; \\
 \omega_1^{\delta}(t) &= - \sum_{i=1}^2 \left\{ \frac{P b^2 z_i t}{4\pi\mu h_0 R_i^3} [e(t-t_{a_i}) - e(t-t_{b_i})] + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{P b}{4\pi\mu h_0 \sqrt{b^2 t_i^2 - r^2}} e(t-t_{b_i}) \right\},
 \end{aligned} \right\} \quad (59)$$

в области 2 ($h_1 < z < h_0$)

$$\left. \begin{aligned} q_2^{\delta}(t) &= q_1^{\delta}(t); \\ \omega_2^{\delta}(t) &= - \sum_{i=1}^2 \frac{Pb}{4\pi\mu h_0} \left\{ btz_i/R_i^3 [e(t-t_{a_i}) - e(t-t_{b_i})] + \right. \\ &+ \left. \frac{1}{\sqrt{b^2i^2 - r^2}} e(t-t_{b_i}) \right\} + \frac{Pb}{4\pi\mu h_0 \sqrt{b^2i^2 - r^2}} e(t-t_{b_3}). \end{aligned} \right\} (60)$$

В выражениях (59), (60) $i=1$ или 2 ($i=1$ соответствует приходу сферических волн от верхнего конца источника $z=h_1$, а $i=2$ — сферических волн от нижнего конца источника $z=h_2$); $z_1=z$; $z_2=z-h_0$; $R_i=\sqrt{r^2+z_i^2}$; $e(t)$ — единичная функция Хевисайда; t_{a_i} , t_{b_i} — время прихода в точку среды с координатами (r, z) продольной и поперечной сферических волн от соответствующего источника; $t_{a_i}=\gamma^2 R_i/b$; $t_{b_i}=R_i/b$; $t_{b_3}=r/b$ — время прихода в точку (r, z) области 2 цилиндрической поперечной волны.

По формулам (59), (60) можно найти смещения в любой точке упругой среды от линейного источника длиной $h_2-h_1=h_0$ при воздействии $\delta(t)$, причем вертикальные смещения в области 2 будут иметь бесконечные разрывы на фронте цилиндрической волны. На рис. 4, в приведены графики смещений от линейного источника, показанного на рис. 4, б при воздействии $\delta(t)$ в точках среды, указанных на рис. 4, а.

Если в формулах (68)–(70) зафиксировать время, можно найти геометрию фронтов волн и направления смещений на фронтах, вид которых схематически представлен стрелками на рис. 4, б. Смещения на рис. 4 найдены для следующих условий: $P=4,54$ кН (что приблизительно соответствует падению груза массой 1 т с высоты 1 м), $h_0=10$ м, коэффициент Пуассона $\nu=0,3$, плотность среды $\rho=1,8$ т/м³, скорость распространения продольных волн $a=400$ м/с, скорость поперечных волн $b=\gamma a=222,6$ м/с. Анализируя формулы (59), (60) и графики рис. 4, можно отметить следующие закономерности распространения волн в упругой среде от линейного источника:

1. Максимальные смещения отмечаются в области 2 упругой среды (см. рис. 4, а, б), причем вертикальная составляющая смещений намного превышает горизонтальную во всех областях упругой среды.

2. Смещения на фронтах поперечных волн существенно больше смещений на фронтах продольных волн.

3. Наибольшие смещения отмечаются при прохождении фронта цилиндрической поперечной волны, которая наблюдается только в области 2 упругой среды.

4. Длительность смещений, а следовательно и их частотный состав, зависит от разностей времен прихода продольных и по-

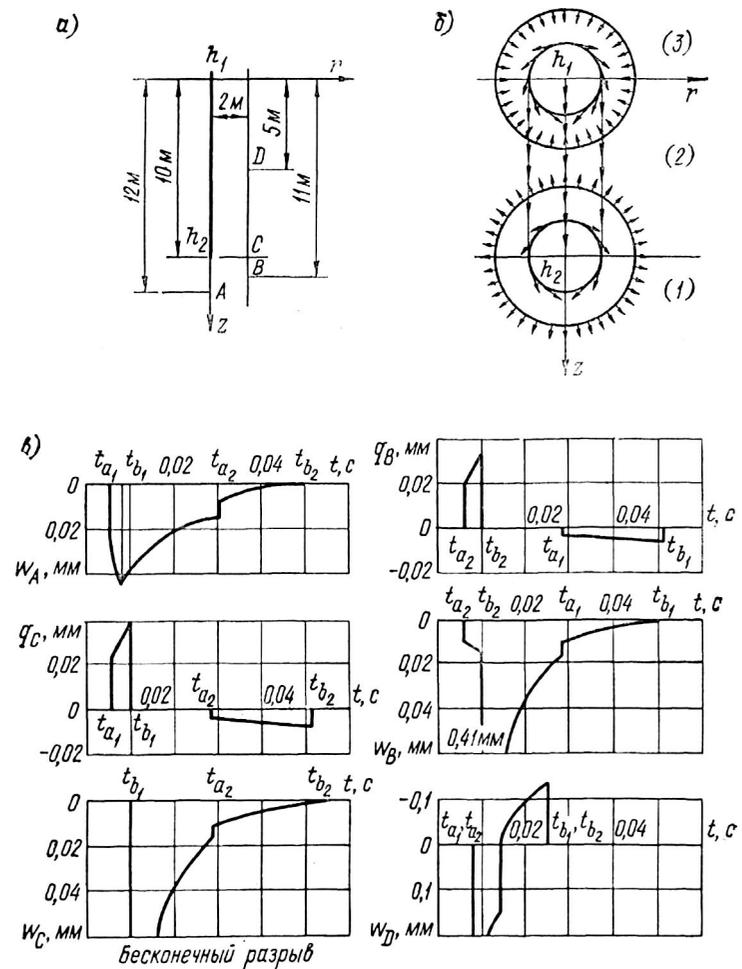


Рис. 4. Волновое поле смещений в упругой среде от линейного импульсного источника

a — геометрические размеры источника и координаты точек, в которых определялись смещения; $б$ — схема волновых фронтов, вид и характер смещений на фронтах продольных P и поперечных S волн, распространяющихся от линейного источника в безграничной среде (P_1 и P_2 — продольные волны соответственно от верхнего и нижнего концов источника, S_1 , S_2 и S_3 — поперечные сферические волны от верхнего и нижнего концов источника и цилиндрические от линии действия сил); $а$ — горизонтальная $q(t)$ и вертикальная $w(t)$ составляющие смещений упругой среды в точках, указанных на схеме a

перечных волн в рассматриваемую точку упругой среды. Их увеличение с расстоянием приводит к тому, что максимум частотного спектра сдвигается в область более низких частот.

Реальное воздействие $f(t)$ сваяи на грунт отличается от мгновенного воздействия $\delta(t)$, поэтому для суждения о применимости формул для смещений в упругой среде к оценке смещений в

грунте, можно воспользоваться интегралом свертки и получить смещения от воздействия $f(t)$ в упругой среде:

$$g_f(t) = \int_{t-t_0}^{t_0} g_\delta(\tau) f(t-\tau) d\tau = \int_0^t g_\delta(t-\tau) f(\tau) d\tau. \quad (61)$$

где $g(t) = q(t)$ или $w(t)$ в зависимости от того, какая составляющая рассматривается. В частности, для линейного воздействия $f(t) = te(t)$ формулы смещений имеют вид:

в области 1 ($z > h_2$)

$$\left. \begin{aligned} q_1(t) &= \sum_{i=1}^2 \frac{(-1)^i P b^2 r}{8\pi^2 \mu h_0 R_i T} \left\{ [t(t_{b_i}^2 - t_{a_i}^2) - \frac{2}{3}(t_{b_i}^3 - t_{a_i}^3)] e(t-t_{b_i}) + \right. \\ &\quad \left. + \left[\frac{1}{3}(t^3 - t_{b_i}^3) - t_{a_i}^2(t-t_{a_i}) \right] [e(t-t_{a_i}) - e(t-t_{b_i})] \right\}; \\ w_1(t) &= \sum_{i=1}^2 \frac{(-1)^i P}{8\pi^2 \mu h_0 T} \left\{ \frac{b^2 z_i}{R_i^3} [t(t_{b_i}^2 - t_{a_i}^2) - \frac{2}{3}(t_{b_i}^3 - t_{a_i}^3)] e(t-t_{b_i}) + \right. \\ &\quad \left. + [(t^3 - t_{a_i}^3)/3 - t_{a_i}^2(t-t_{a_i})] [e(t-t_{a_i}) - e(t-t_{b_i})] + \right. \\ &\quad \left. + \left[2t \ln \frac{t + \sqrt{t^2 - t_{b_i}^2}}{t_{b_i} + \sqrt{t_{b_i}^2 - t_{b_3}^2}} + \sqrt{t_{b_i}^2 - t_{b_3}^2} - \sqrt{t^2 - t_{b_i}^2} \right] e(t-t_{b_i}) \right\}; \end{aligned} \right\} \quad (62)$$

в области 2 ($h_1 < z < h_2$)

$$q_2(t) = q_1(t);$$

$$\left. \begin{aligned} w_2(t) &= w_1(t) + \frac{P}{2\pi \mu h_0 T} \left[t \ln \frac{t + \sqrt{t^2 - t_{b_3}^2}}{t_{b_3}} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{2} \sqrt{t^2 - t_{b_3}^2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_{b_i}^2 - t_{b_3}^2} \right] e(t-t_{b_3}). \end{aligned} \right\} \quad (63)$$

Из суперпозиции линейно зависящих от времени воздействий можно получить воздействие треугольного вида, близкое к реальному, например симметричное длительностью T :

$$f(t) = te(t) - 2(t-T/2)e(t-T/2) + (t-T)e(t-T), \quad (64)$$

для которого не представляет труда подсчитать по формулам (62), (63) смещения в любой точке упругой среды. На рис. 5 представлен вид смещений упругой среды в одной из точек области 2 для воздействия треугольного вида (64).

Формулы (62), (63) позволяют найти смещения от воздействия (64) и в первом приближении оценить значения амплитуд и частот колебаний грунта в тех областях грунтового массива, где влияние отраженных и поверхностных волн невелико и им мож-

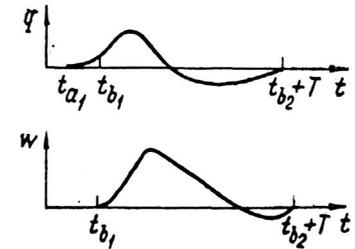


Рис. 5. Смещения упругой среды от линейного импульсного источника в одной из точек области (2) [см. рис. 4, 6] полупространства при воздействии, имитирующем реальное

но пренебречь. Такие случаи встречаются при определении воздействия колебаний грунта от забиваемых свай на подземные сооружения, например тоннели метрополитена, подземные коллекторы, трубопроводы, резервуары.

5. Смещения на поверхности полупространства от линейного и точечного источников

Смещения на поверхности упругого полупространства от линейного осесимметричного источника (линии действия сил) получаются из формул (51), (52), а от точечного — из формул (41) и (46), если положить в них z равным нулю. Для удобства вычисления функции Бесселя в подынтегральных выражениях смещений заменяем их интегральными представлениями через тригонометрические функции

$$J_0(kr) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi/2} \cos(kr \sin \lambda) d\lambda; \quad (65)$$

$$J_1(kr) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi/2} \sin \lambda \sin(kr \sin \lambda) d\lambda$$

и, проинтегрировав по ξ и по k , получим: для линейного источника

$$\left. \begin{aligned} q &= \frac{b}{\pi^2 \mu h_0} \int_0^{\pi/2} \text{Jm} \left\{ \frac{\xi_3^2}{\beta(\xi_3) R(\xi_3) \tau} - \frac{2\beta(\xi_1)}{R(\xi_1) \left[\tau - \frac{\gamma^2 \xi_1}{\alpha(\xi_1)} \right]} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{g(\xi_2)}{\beta(\xi_2) R(\xi_2) \left[\tau - \frac{\xi_2}{\beta(\xi_2)} \right]} \right\} \cos \lambda d\lambda; \\ w|_{z=0} &= \frac{b}{\pi^2 \mu h_0} \int_0^{\pi/2} \text{Re} \left\{ \frac{[\alpha(\xi_3) - \beta(\xi_3)] g(\xi_3)}{\xi_3^2 \beta(\xi_3) R(\xi_3) \tau} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{g(\xi_1)}{R(\xi_1) \left[\tau - \frac{\gamma^2 \xi_1}{\alpha(\xi_1)} \right]} + \frac{2\alpha(\xi_2)}{\beta(\xi_2) R(\xi_2) \left[\tau - \frac{\xi_2}{\beta(\xi_2)} \right]} \right\} d\lambda, \end{aligned} \right\} \quad (66)$$

для точечного источника

$$\left. \begin{aligned} q|_{z=0} &= \frac{1}{\pi^2 \mu h_0} \int_0^{\pi/2} \text{Im} \left\{ \frac{2\alpha(\xi_1) \beta(\xi_1)}{\xi_1 R(\xi_1) \left[\tau - \frac{\gamma^2 \xi_1}{\beta(\xi_1)} \right]} - \frac{g(\xi_2)}{\xi_2 R(\xi_2) \left[\tau - \frac{\xi_2}{\beta(\xi_2)} \right]} \right\} \cos \lambda \, d\lambda; \\ w|_{z=0} &= \frac{1}{\pi^2 \mu h_0} \int_0^{\pi/2} \text{Re} \left\{ \frac{\alpha(\xi_1) g(\xi_1)}{\xi_1 R(\xi_1) \left[\tau - \frac{\gamma^2 \xi_1}{\beta(\xi_1)} \right]} - \frac{2\alpha(\xi_2)}{\xi_2 R(\xi_2) \left[\tau - \frac{\xi_2}{\beta(\xi_2)} \right]} \right\} d\lambda. \end{aligned} \right\} \quad (67)$$

В формулах (66) и (67) помимо ранее найденных введены следующие обозначения:

$$\begin{aligned} \xi_1 &= \tau(\kappa + i\xi) + \sqrt{\tau^2 - \gamma^2(\xi^2 + 1 - \kappa^2) - 2\gamma^2 \xi \kappa i / (\tau^2 - \gamma^2)}; \\ \xi_2 &= \tau(\kappa + i\xi) + \sqrt{\tau^2 - (\xi^2 + 1 - \kappa^2) - 2\xi \kappa i / (\tau^2 - 1)} \\ \xi_3 &= (\kappa + i\xi) / \tau; \quad \tau = bt/h_0; \quad \xi = r/h_0; \quad \kappa = \varepsilon/h_0 \end{aligned}$$

Формулы (66) для линейного источника соответствуют воздействию $\delta(t)$, а (67) для точечного — $e(t)$. Для любого физического реального воздействия $f(t)$ смещения можно получить, используя интегралы свертки (61) для воздействия $\delta(t)$ или $e(t)$

$$g_f(t) = \int_{t-t_0}^{t_0} g_e(\tau) f'(t-\tau) d\tau = \int_0^t g_e(t-\tau) f'(\tau) d\tau, \quad (68)$$

в котором $g(t)$ обозначает $q(t)$ или $w(t)$ для воздействия $e(t)$. Влияние на вид и величину смещений поверхности полупространства длительности воздействия $f(t)$ определили, произведя свертку смещений (66) и (67) с куполообразным воздействием:

$$f(t) = \begin{cases} \frac{6}{T^3} t(T-t) & \text{при } 0 \leq t \leq T; \\ 0 & \text{при } t > T. \end{cases} \quad (69)$$

На рис. 6 представлены вычисленные с помощью ЭВМ смещения поверхности упругого полупространства на разных расстояниях соответственно от линейного и заглубленного точечного источников для следующих значений параметров: $\gamma = 0,6$; $b = 80$ м/с; $h = 6$ м; $\varepsilon = 0,06$; $\rho = 1,7$ т/м³. На рис. 6, а приведены две кривые от воздействий $\delta(t)$ и $f(t)$ для линейного источника, на рис. 6, б — $e(t)$ и $f(t)$ для точечного, причем длительность воздействия $f(t)$ равна $T = bt/h = 0,12$.

На рис. 7 представлены траектории движения точек поверхности полупространства, в которых определяли смещения.

Из рисунков видно, что смещения на поверхности от линейного и точечного заглубленного источника изменяются различно в зависимости от расстояния. Характер смещений от линейного источника с расстоянием изменяется мало: моменты вступлений продольных (τ_{P_1} и τ_{P_2}) и поперечных (τ_{S_1} и τ_{S_2}) волн от верх-

него и нижнего концов источника отдаляются друг от друга и от момента прихода рэлеевских волн τ_{R_1} . Смещения в этих волнах по-разному затухают с расстоянием, но в целом волновая картина практически остается постоянной: максимальные смещения определяются рэлеевскими волнами, распространяющимися со скоростью $0,92b$, а все остальные типы волн по сравнению с ними вызывают смещения, меньшие по крайней мере на порядок. Это видно и из рис. 7: траектории движения точек поверхности с расстоянием также практически не меняются, имеют форму, близкую к эллипсу с главной осью, расположенной почти горизонтально; движение точек происходит с вращением «па источник». Как известно, для точечного источника, приложенного к поверхности упругого полупространства, смещения в рэлеевских волнах происходят по эллипсам, главные оси которых расположены вертикально.

Смещения на поверхности от точечного заглубленного источника существенно меняются с расстоянием. Вблизи эпицентра (начала координат на поверхности полупространства) смещения определяются в основном продольными волнами P ; смещения от поперечных волн оказываются меньшими (в эпицентре равны нулю), а рэлеевские волны до предельного угла выхода на поверхность сейсмических лучей (угла полного внутреннего отражения) вообще не наблюдаются. На рис. 6, б и 7, б видно, что максимум смещений для расстояния 1,5 м от эпицентра приходится на продольные волны. Движения точек поверхности в максимальных фазах происходят по направлению к источнику, как это наблюдается на фронте продольной волны.

С увеличением расстояния от источника и соответственно угла выхода сейсмических лучей на поверхность (вплоть до предельного) преобладающее значение в смещениях приобретают поперечные волны. Максимальные смещения, как видно из рис. 6, б и 7, б, для расстояния 6 м от эпицентра, отмечаются после прихода поперечных волн; они направлены перпендикулярно сейсмическим лучам, выходящим из источника в точку регистрации.

Далее за предельным углом $\theta = \arcsin \gamma$, равным 37° ($\gamma = 0,6$), для рассматриваемого на рисунках случая максимальные смещения регистрируются в рэлеевских волнах, распространяющихся по поверхности полупространства и быстро затухающих с увеличением расстояния от поверхности вглубь полупространства. На рис. 7, б приведена траектория движения точки поверхности полупространства для расстояния 25 м, имеющая форму эллипса, причем движение по эллипсу осуществляется с вращением на источник, что характерно для рэлеевских волн.

На рис. 8 приведены схемы расположения волновых фронтов и направлений смещений на них для линейного источника и известная из литературы такая же схема для точечного источника. Волновые фронты зафиксированы в разные моменты времени.

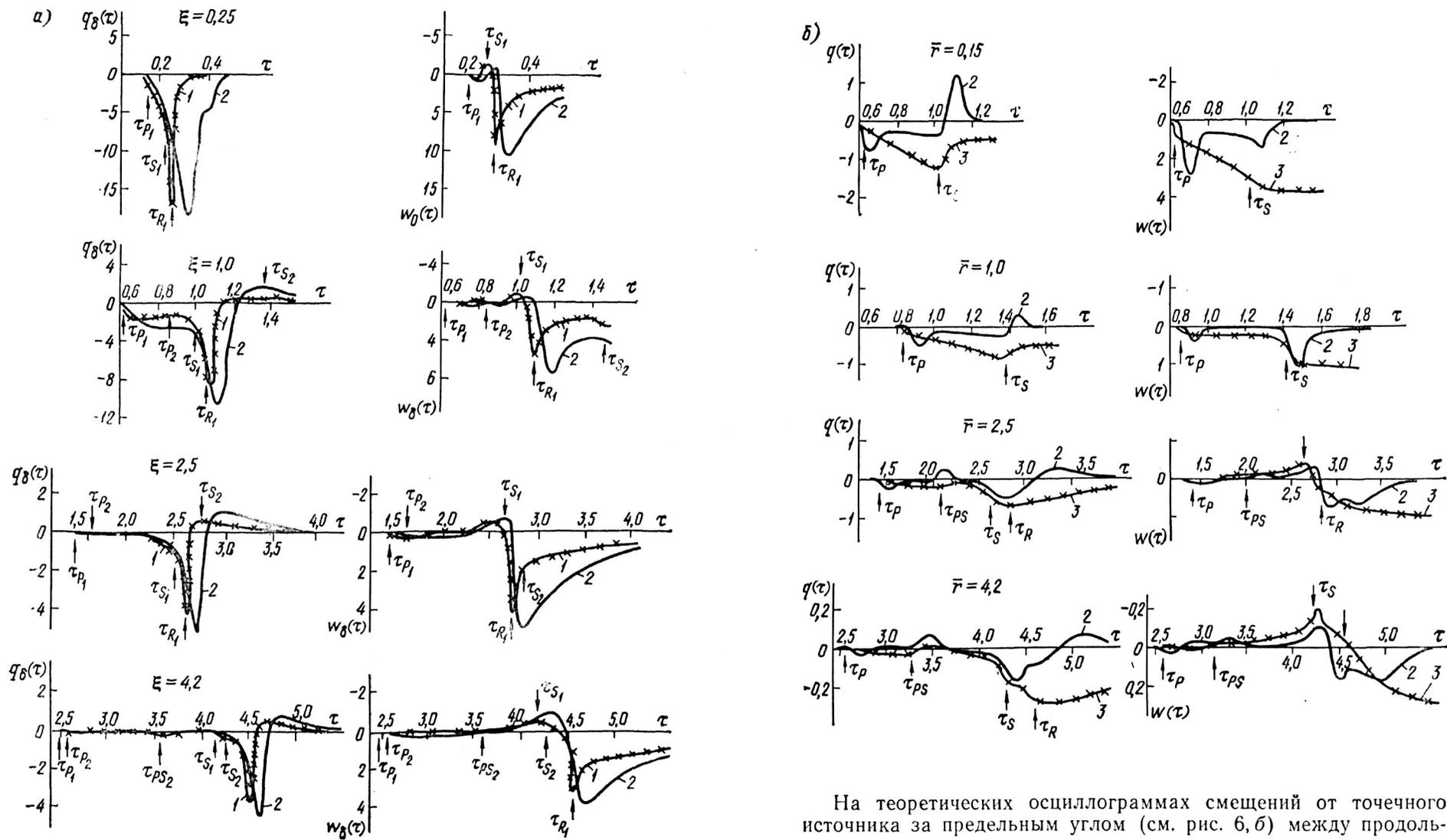


Рис. 6. Горизонтальная $q(t)$ и вертикальная $w(t)$ составляющие смещений поверхности полупространства

а — от линейного источника при воздействии $\delta(t)$ и $f(t)$ длительностью $T = 0,12$ при расстоянии $\xi = r/h$ от источника; б — от точечного заглубленного источника при воздействии $e(t)$ и $f(t)$ длительностью $T = 0,12$ на расстоянии от эпицентра $\bar{r} = r/h$; 1 — воздействие $\delta(t)$ — дельта-функция Дирака; 2 — реальное воздействие $f(t)$; 3 — воздействие $e(t)$ — единичная функция Хевисайда

На теоретических осциллограммах смещений от точечного источника за предельным углом (см. рис. 6, б) между продольными и поперечными волнами появляется еще один максимум, соизмеримый с ними по величине. Он обусловлен продольными волнами PS и вызываемыми ими коническими поперечными волнами SPS (рис. 8). Волны PS образуются при падении на границу прямых поперечных волн S и обгоняют последние за предельным углом падения, а волны SPS образуются в результате движения по границе волн PS и отстают от них в глубине полупространства. Проведенные вычисления свидетельствуют, что эти типы волн дают смещения, соизмеримые по величине со смещениями в продольных волнах, имеют примерно одинаковый

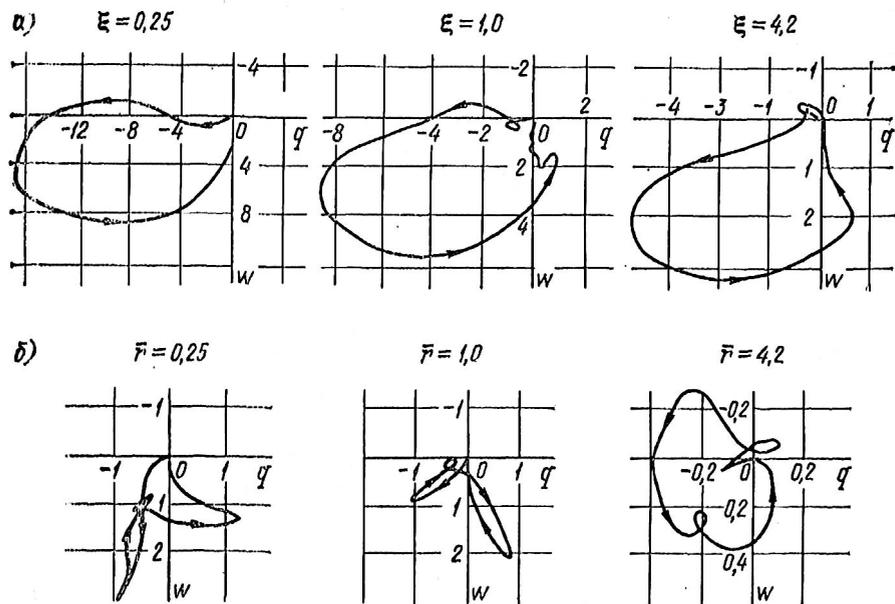


Рис. 7. Трасектории движения точек поверхности полупространства
 а — на расстоянии $\xi=r/h$ от линейного источника; б — то же при $\bar{\xi}=r/h$ от эллипса точечного

с ними частотный состав и лучше распознаются на записях горизонтальных составляющих смещений.

На рис. 9 приведены взятые из работы [27] осциллограммы записей вертикальной составляющей смещений поверхности грунта на разных расстояниях от скважины глубиной 1,5 м, по дну которой ударяли падающим грузом.

Как видно из рисунка, осциллограммы *в* и *б* для расстояний 1,0 и 1,5 м от скважины по виду близки к теоретическим осциллограммам *б* и *в* (рис. 6, б) в случае свертки с импульсным воздействием $f(t)$. Осциллограмма *а* на рис. 9 отличается от осциллограммы *в* на рис. 6, б, несмотря на то, что по углам выхода сейсмических лучей они близки друг другу. Хорошая качественная согласованность результатов теоретического и экспериментального материала в первых двух случаях свидетельствует о правомерности и перспективности применения модели упругого полупространства с целью изучения распространения волн в грунте, а также служит контролем правильности произведенных вычислений. Это объясняется тем, что в данном случае регистрацию смещений на поверхности грунта вели для волн, которые подходили к поверхности под углом, близким к нормальному и, следовательно, влияние слоистости грунта и неоднородности его в пределах каждого слоя на колебания сказыва-

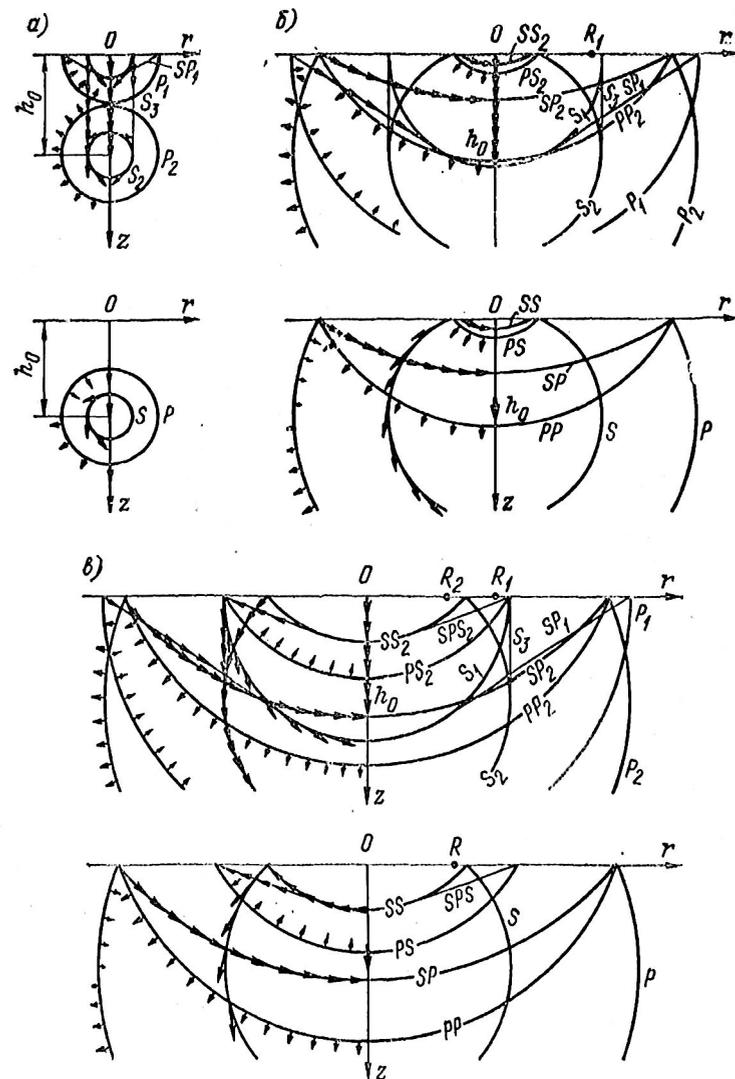


Рис. 8. Схемы расположения волновых фронтов и смещений на них при распространении волн в упругом полупространстве от линейного (верхний ряд) и точечного (нижний ряд) источников

а — до подхода волн от точечного и нижнего концов линейного источника к границе; *б* — то же, при отражении их от границы до момента времени, когда угол падения поперечных волн не достиг угла полного внутреннего отражения; *в* — то же, после момента времени, когда угол падения поперечных волн превзошел угол полного внутреннего отражения

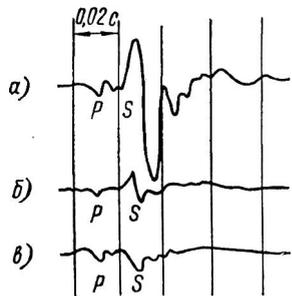


Рис. 9. Осциллограмма записи смещений поверхности грунта

а — на расстояниях 1,0 м от устья скважины глубиной 1,5 м при ударах по дну ее падающим грузом ($\bar{r}=1,3$); б — то же, 1,5 м ($\bar{r}=1,0$); в — то же, 2,0 м ($\bar{r}=0,67$)

лось незначительно. Напротив, в третьем случае (см. рис. 9, а) оказывали влияние слоистость и неоднородность грунта, которые не учитывались выбранной моделью идеально упругого однородного изотропного полупространства, и волновая картина получилась сложнее той, которая наблюдается на поверхности полупространства.

На рис. 10 показаны закономерности изменения отношений A_q/A_w максимальных амплитуд горизонтальной и вертикальной составляющих смещений в зависимости от расстояния до линейного и эпицентра точечного источников. Как видно из рис. 10, для линейного источника вблизи него это отношение превосходит единицу и далее с увеличением расстояния монотонно убывает и стремится к отношению, характерному для точечного источника, приложенного на поверхности полупространства, когда вертикальная составляющая превышает горизонтальную.

Для точечного источника отношение A_q/A_w вблизи источника меньше единицы и возрастает по мере увеличения расстояния. Как показал анализ, зависимости максимальных амплитуд A_q и A_w горизонтальной и вертикальной составляющих смещений от расстояния для линейного источника можно аппроксимировать зависимостью $1/r^n$, причем для горизонтальной составляющей показатель степени оказывается равным 0,52, а для вертикальной — 0,37.

Зависимости максимальных амплитуд A_q и A_w составляющих смещений от расстояния для точечного источника аппроксимируются функцией вида $1/r^n$, в которой значения n на разных

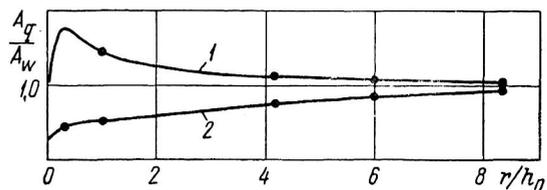


Рис. 10. Графики зависимости отношений амплитуд горизонтальной A_q и вертикальной A_w составляющих смещений поверхности полупространства

1 — на расстоянии r/h_0 от линейного источника; 2 — то же, от эпицентра точечного

расстояниях оказываются различными (вблизи эпицентра для амплитуд горизонтальной составляющей A_q смещений n принимает даже отрицательные значения, так как A_q с увеличением расстояния сначала возрастает). Это объясняется зависимостью смещений от угла выхода сейсмических лучей на поверхность в рассматриваемых точках.

Для выяснения влияния на смещения глубины погружения источника были вычислены смещения на поверхности полупространства при различных глубинах погружения линейного и точечного источников. Полученные результаты можно проиллюстрировать рис. 6—8.

Как видно из рисунков, глубина погружения линейного источника мало сказывается на форме смещений, регистрируемых в рассматриваемой точке; траектории движения точек поверхности сохраняют эллиптический характер, отношение A_q/A_w уменьшается. С глубиной погружения точечного источника существенно изменяется вид смещений, меняется характер траекторий, отношение A_q/A_w увеличивается. При этом амплитуды смещений полупространств для обоих источников убывают, так как для линейного источника значение импульса силы не меняется и распределение нагрузки на единицу его длины уменьшается, а для точечного источника увеличивается расстояние от точки приложения импульса до точки наблюдения.

6. Явления дисперсии волн в упругом полупространстве

Во всех без исключения грунтах при распространении импульсных колебаний отмечается существенное изменение записей последних в зависимости от расстояния до источника. С удалением от источника возрастает общая продолжительность импульсных колебаний, увеличивается количество размахов в них, максимальные амплитуды смещений сдвигаются по отношению к первому вступлению из ранних в более поздние фазы колебаний. Эти изменения можно видеть на рис. 11.

Такое явление характерно для любого источника импульсных колебаний, будь то сваи, погружаемые ударным способом, кузнечные молоты, взрывы и т. п. В литературе это явление объясняется диспергирующими свойствами грунта. При распространении волн в грунте происходит более интенсивное поглощение высокочастотных составляющих колебаний, а так как в диспергирующей среде скорость распространения зависит от частоты, фазовые скорости меняются и регистрируемые импульсы за счет этого изменения трансформируются.

Не ставя под сомнение справедливость этого утверждения, можно показать, что трансформация импульса происходит и в более простой идеально упругой среде, где поглощения нет. В такой среде она вызывается разной скоростью распространения продольных, поперечных, а на поверхности и рэлеевских:

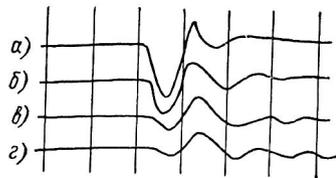
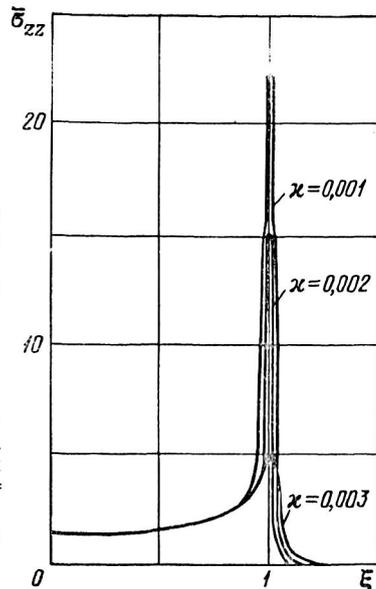


Рис. 11. Явление дисперсии волн смещений на поверхности грунта при взрыве заряда массой 2,4 кг на глубине 21 м
 а — на расстоянии $r = 5$ м; б — то же, $r = 15$ м; в — $r = 25$ м; г — $r = 35$ м

Рис. 12. Распределение нагрузки, приложенной по площадке кругового очертания на поверхности полупространства при разных значениях сглаживающего параметра $\kappa = \varepsilon/r_0$

Вследствие симметрии показана половина кривой распределения нагрузки в плоскости, проходящей через ось симметрии



волн и отмечается в области, где разность времен прихода упомянутых типов волн соизмерима с продолжительностью импульса, действующего в источнике. В этом можно убедиться на примере импульсной нагрузки, приложенной к поверхности упругого полупространства и распределенной на ней, как под круглым жестким штампом при статическом нагружении. Преимущество такого источника перед линейным заключается в том, что зависимость воздействия импульса от времени взята реальной, зарегистрированной в одном из опытов со штампами на поверхности грунта.

Что же касается линейного источника, для него получить экспериментальную запись воздействия свая на грунт не представляется возможным, так как требуется синхронно измерить динамические касательные напряжения по всей боковой поверхности и нормальные по острию. До настоящего времени такие измерения не проводились ни в отечественной, ни в зарубежной практике и, более того, отсутствуют сведения об их технической осуществимости.

Итак, рассмотрим упомянутый выше источник, действующий на поверхность упругого полупространства. Выберем, как и ранее, цилиндрическую систему координат (r, θ, z) , начало которой расположим на поверхности полупространства, а ось z направим вглубь него, перпендикулярно поверхности (рис. 12).

В работе [35] приведено решение для сосредоточенной силы, приложенной к поверхности полупространства (задача Лэмба), и в [16] из него получены выражения для смещений от рассма-

триваемого источника. Горизонтальная $q(t)$ и вертикальная $w(t)$ составляющие смещений в полупространстве от нагрузки, которая зависит от времени как единичная функция $e(t)$, имеют вид:

$$\left. \begin{aligned}
 q &= \frac{b}{4\pi^3 \mu r_0} \operatorname{Re} \frac{1}{i} \int_0^\infty \int_0^{\pi/2} \int_0^{\pi/2} \left\{ \frac{g e^{\kappa [bt\xi - z\alpha - i(r \cos \lambda - r_0)\varepsilon]} - g e^{\kappa [bt\xi - z\alpha - i(r \cos \lambda + r_0)\varepsilon]} - \frac{2\alpha\beta}{R(\xi)} \{e^{\kappa [bt\xi - z\beta - i(r \cos \lambda - r_0)\varepsilon]} - e^{\kappa [bt\xi - z\beta - i(r \cos \lambda + r_0)\varepsilon]}\} \cos \lambda \, d\lambda \, d\xi \, dk;}{R(\xi)} \right. \\
 w &= \frac{b}{4\pi^3 \mu r_0} \operatorname{Re} \int_0^\infty \int_0^{\pi/2} \int_0^{\pi/2} \left\{ \frac{g(a)}{R(\xi)} \{e^{\kappa [bt\xi - z\alpha - i(r \cos \alpha - r_0)\varepsilon]} - e^{\kappa [bt\xi - z\alpha - i(r \cos \lambda + r_0)\varepsilon]}\} - \frac{2\alpha}{R(\xi)} \{e^{\kappa [bt\xi - z\beta - i(r \cos \lambda - r_0)\varepsilon]} - e^{\kappa [bt\xi - z\beta - i(r \cos \lambda + r_0)\varepsilon]}\} \right\} d\lambda \, d\xi \, dk;
 \end{aligned} \right\} (70)$$

здесь, помимо введенных ранее обозначений, r — радиус области, занятой источником при $\varepsilon = 0$ (при $\varepsilon \neq 0$ нагрузка, резко уменьшаясь при удалении от источника, занимает все полупространство).

Если теперь, как это сделано в работе [19], выражения (70) проинтегрировать по k и по l , положить в них $z = 0$ и ввести обозначения

$$\tau = bt/r_0; \quad \xi = r/r_0; \quad \kappa = \varepsilon/r_0; \quad x_{\pm} = \xi \cos \lambda \pm 1, \quad (71)$$

то получим смещения от рассматриваемой нагрузки на поверхности упругого полупространства в следующем виде:

$$\left. \begin{aligned}
 q &= \frac{b}{2\pi^2 \mu r_0^2 \tau} \operatorname{Re} \int_0^{\pi/2} \left[\frac{g - 2\alpha\beta}{R(\xi)} \Big|_{\xi = \frac{\kappa + ix_{+}}{\tau}} - \frac{g - 2\alpha\beta}{R(\xi)} \Big|_{\xi = \frac{\kappa + i|x_{-}| \operatorname{sign} x}{\tau}} \right] \cos \lambda \, d\lambda; \\
 w &= \frac{-b}{2\pi^2 \mu r_0^2 \tau} \operatorname{Im} \int_0^{\pi/2} \left[\frac{\xi^2 \alpha}{R(\xi)} \Big|_{\xi = \frac{\kappa + ix_{+}}{\tau}} - \frac{\xi^2 \alpha}{R(\xi)} \Big|_{\xi = \frac{\kappa + i|x_{-}| \operatorname{sign} x}{\tau}} \right] d\lambda.
 \end{aligned} \right\} (72)$$

Подынтегральные функции в выражениях (72) не содержат особенностей, интегрирование производится в конечных пределах, поэтому с помощью ЭВМ по этим функциям без затруднений вычисляются волновые поля смещений на границе полупро-

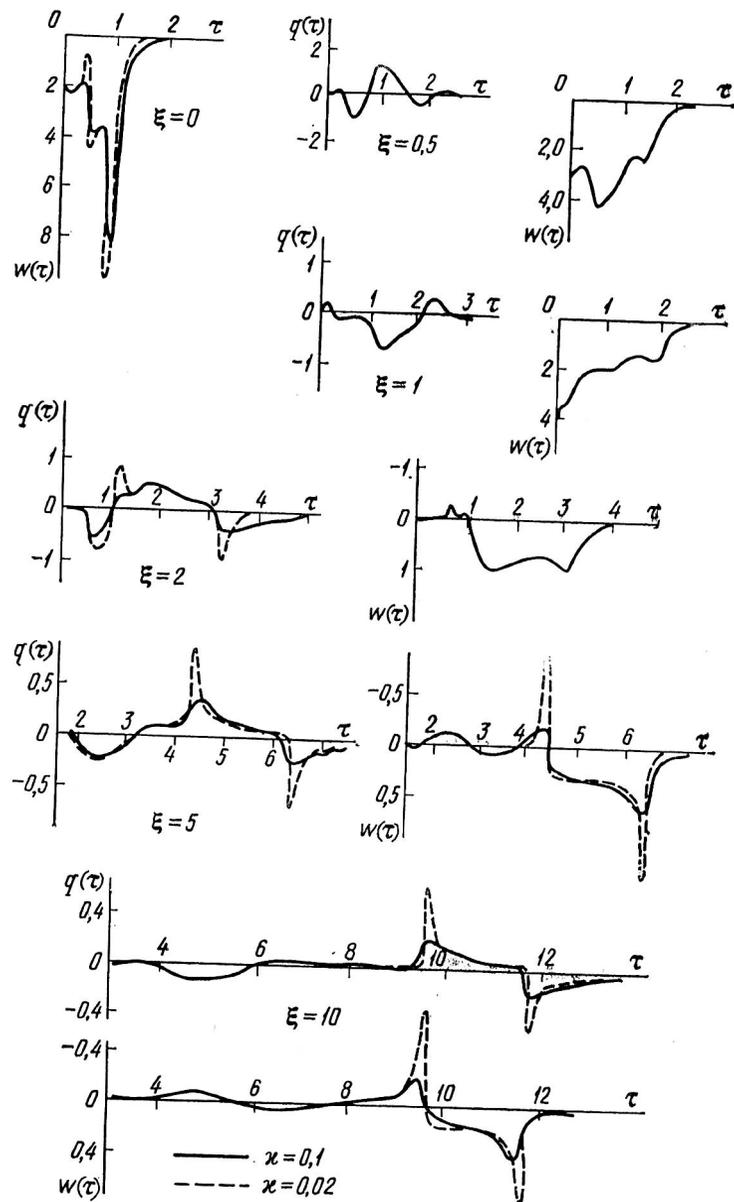


Рис. 13. Горизонтальная $q(\tau)$ и вертикальная $w(\tau)$ составляющие смещений от нагрузки, приложенной к площадке кругового очертания на поверхности полупространства при $\kappa = \varepsilon/r_0$ на расстояниях $\xi = r/r_0$

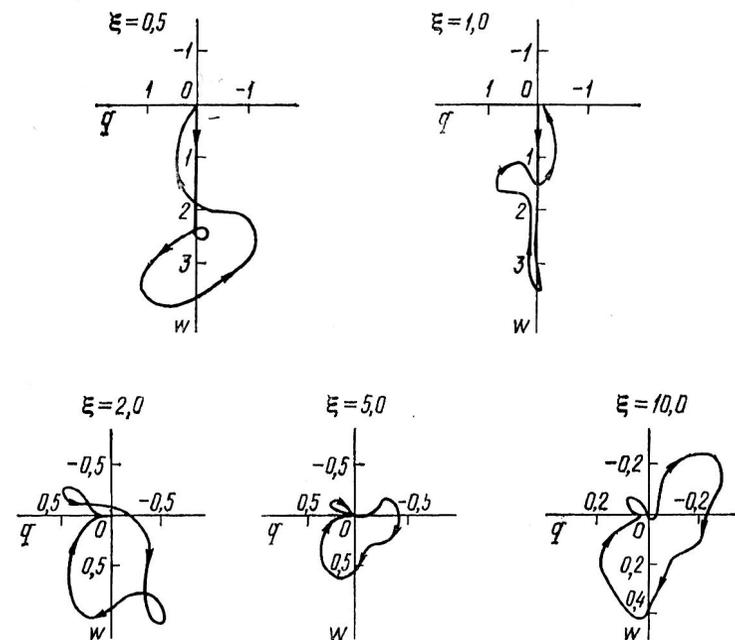


Рис. 14. Траектория движения точек поверхности полупространства от нагрузки, приложенной к площадке кругового очертания радиусом r_0 на расстояниях $\xi = r/r_0$

странства. Результатами расчетов являются теоретические сейсмограммы горизонтальной $q(t)$ и вертикальной $w(t)$ составляющих смещений на разных расстояниях от источника при воздействии на среду, зависящем от времени, как $\delta(t)$ (рис. 13). На рисунке приведены смещения в безразмерных координатах (71). Полученные от заданного распределенного воздействия смещения имеют более четко выраженный колебательный характер, чем смещения от сосредоточенного воздействия, рассмотренного в работе [35].

Попутно остановимся на некоторых результатах, полученных для этого источника. Как видно из рис. 14, при увеличении расстояния от источника увеличиваются время между приходом продольных и поперечных волн и соответственно общая длительность смещений.

Максимальные значения вертикальных составляющих смещений убывают с расстоянием как $1/r^{0,57}$, т. е. близко к $1/\sqrt{r}$, соответствующей асимптотическому убыванию смещений, вызываемых рэлеевскими волнами при $r \rightarrow \infty$. Зависимость от расстояния максимальных значений горизонтальных составляющих смещений лучше аппроксимируется зависимостью $A_q = A/e^{nr}$ на рассмотренном расстоянии до $10r_0$. Если ее описать формулой

$1/r^n$, то значение параметра n окажется примерно равным 0,68, т. е. принимает значение между 0,5 и 1,0. Смещения во вступлениях, вызванные продольными и коническими волнами, если их убывание с расстоянием описать зависимостью $1/r^n$, убывают, как $1/r^{1,3}$ для вертикальной и $1/r$ для горизонтальной составляющих. Максимальные значения вертикальной и горизонтальной составляющих смещений в отличие от линейного источника в упругой среде оказываются соизмеримыми.

Форма смещений, начиная с расстояния $r = 5r_0$, приобретает практически неизменный вид, обусловленный тем, что продольные волны P разделяются с поперечными S и рэлеевскими R волнами (их скорости близки $v_R = 0,94v_S$) и далее с увеличением расстояния остаются неизменными. Максимальные смещения на теоретических осциллограммах вызываются прохождением рэлеевских волн (времена прохождения максимумов соответствуют приходу рэлеевских волн от ближнего и дальнего краев круговой нагрузки, а их разность меняется с расстоянием).

На рис. 14 приведены траектории движения поверхности полупространства при прохождении упругих волн в точках, в которых вычисляли смещения.

В нагруженной области движение носит характер квазистатический, т. е. такой, как имеет поверхность при статическом приложении и снятии нагрузки. При удалении от области нагружения траектории по форме напоминают два сдвинутых друг относительно друга эллипса, образованные вращением рассматриваемой точки на источник. Эллиптическая форма траектории соответствует приходу в рассматриваемую точку рэлеевских волн от ближнего и дальнего краев круговой нагрузки.

Если расхождение разных типов волн от нагрузки, зависящей от времени, как $\delta(t)$, происходит уже на расстояниях, равных нескольким радиусам штампов, то для реальных воздействий в грунтах такое разделение происходит на значительно более далеких расстояниях и увеличивается при увеличении длительности воздействия. Речь в данном случае идет как раз о той области, в которой наблюдается существенная трансформация импульсного колебания в зависимости от расстояния до источника.

Запись реального воздействия $f(t)$ была взята из полевых опытов со штампами, в которых с помощью мессдоз конструкции Д. С. Баранова регистрировались динамические давления на грунт штампа диаметром 0,7 м при сбрасывании на последний груза массой 0,7 т. Вид воздействия $f(t)$ приведен на рис. 15, а, на котором время представлено в безразмерной форме $\tau = t/T$. На этом же рисунке показаны смещения от воздействия $f(t)$ на разных расстояниях от источника, вычисленные по интегралам свертки (61) функций $f(t)$ и $w_\delta(t)$, заданных численно.



Рис. 15. Изменение вида смещений поверхности полупространства от воздействия нагрузки, приложенной к площадке кругового очертания, с измерением расстояния до источника $\xi = r/r_0$
а — нагрузка $f(\tau)$; б—д — смещения $W(\tau)$

Так как форма смещений $w_\delta(t)$ с удалением от источника, начиная с $r = 5r_0$ практически не меняется, вид смещений, полученных с помощью интеграла свертки, соответствует разным расстояниям, если увеличивать длительность действия функции $w_\delta(t)$. Тот же самый результат получим, если будем уменьшать длительность воздействия $f(t)$ и соответственно учитывать это изменением масштаба.

Как видно из рис. 15, б—д, вид смещений для реального воздействия меняется с расстоянием, причем увеличивается количество размахов как во вступлениях, так и в главной части колебаний. Иначе говоря, происходит трансформация распространяющегося по грунту импульса, аналогичная наблюдаемой в природе и называемая дисперсией волнового пакета. Общая длительность распространяющегося импульса при этом увеличивается с расстоянием. Несколько растет также длительность максимальных смещений.

Из анализа решения рассмотренной задачи можно сделать, таким образом, следующие выводы:

1. Нагрузка на поверхность полупространства, распределенная, как под круглым жестким штампом при статическом вдавливании его в полупространство, вызывает распространяющиеся вдоль границы смещения, вертикальная и горизонтальная составляющие которых соизмеримы между собой. Максимальные значения смещений вызываются рэлеевскими волнами.

2. Затухание максимумов вертикальной составляющей смещений с расстоянием r происходит примерно как $1/r^{0,58}$, горизонтальной составляющей — как $1/r^{0,68}$. Амплитуды вертикальных составляющих смещений во вступлениях затухают как $1/r^{1,3}$ и горизонтальных — как $1/r$. Это означает, что

максимумы смещений убывают с расстоянием по закону, близкому к $1/\sqrt{r}$, соответствующему затуханию рэлеевских волн при $r \rightarrow \infty$, а вступления — близко к $1/r$, соответствующему убыванию объемных волн на далеких расстояниях.

3. Для физических реальных воздействий в области, где волны разных типов не успевают разделиться, наблюдается явление, сходное с дисперсией волновых пакетов в натуральных условиях: увеличиваются количество размахов в смещениях, их общая длительность и изменяется спектральный состав колебаний. В идеально упругом однородном изотропном полупространстве это происходит исключительно вследствие различия в скоростях распространения продольных, поперечных и рэлеевских волн и их интерференции при распространении.

ГЛАВА III

АППАРАТУРА И МЕТОДИКА ИНСТРУМЕНТАЛЬНЫХ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА КОЛЕБАНИЯМИ И ОСАДКАМИ

При определении влияния забивки свай на существующие здания наиболее полное представление об опасности дает комплекс инструментальных наблюдений за колебаниями грунта и здания, за осадками и состоянием последнего. Здесь приводятся сведения об аппаратуре и методиках измерений, наиболее широко используемых в инженерной практике.

1. Задачи измерения колебаний

Для оценки воздействия колебаний на здания прежде всего необходимо знать, что представляют собой эти колебания, как и в зависимости от чего они меняются, как могут передаваться окружающим зданиям и сооружениям. При этом следует иметь представление не о колебаниях вообще и не об отдельных результатах измерений их параметров, а о волновом поле смещений, образующемся в грунте вокруг свай после каждого удара молота.

Поскольку грунты отличаются исключительным разнообразием свойств и характером напластований, выявление волновых полей площадок, где ведутся сваебойные работы, представляет задачу, которая более или менее точно может быть решена только с помощью измерительной аппаратуры. Любые другие данные могут служить лишь для предварительной оценки. Поэтому очевидно, что для изучения колебаний грунта при сваебойных работах и для практических целей определения влияния колебаний на здания требуется измерять параметры колебаний грунта в определенных точках и по ним восстанавливать все волновое поле.

В задачу измерений входит, кроме того, определение значений параметров колебаний рассматриваемых зданий и сооружений как в целом, так и отдельных их частей. Для измерений используется та же самая аппаратура, с помощью которой измеряют параметры колебаний грунта; в некоторой степени различаются лишь методики измерений.

2. Аппаратура для измерения параметров колебаний

Измерение параметров нестационарных колебаний грунта при свайной бойке принципиально ничем не отличается от измерений параметров колебаний при землетрясениях, взрывах, при работе кузнечных молотов и копров и при действии других импульсных источников. Можно отметить лишь, что при наблюдениях за колебаниями грунта от забиваемых свай желательнее использовать более компактную и мобильную аппаратуру, чем при изучении колебаний от других источников. Это связано с необходимостью выполнять значительно большее число перестановок аппаратуры как в пределах строительной площадки при переориентации приборов на каждую из забиваемых свай, так и при ее транспортировке с площадки на площадку.

При регистрации нестационарных колебаний грунта, как правило, применяются датчики сейсмического типа с подпружиненной инерционной массой (сейсмомассой). Подробные сведения об их устройстве, теории и технике измерений, о технических характеристиках и областях применения приборов можно найти в соответствующей литературе [25]. Отметим, что эти приборы в зависимости от назначения разделяются на широкополосные, которые регистрируют нестационарные колебательные процессы в широком частотном диапазоне с одинаковыми амплитудно-частотной и фазово-частотной характеристиками (иными словами, практически без искажений) и узкополосные, которые в определенном диапазоне частот регистрируют колебания без искажений, а вне его — и чем дальше, тем интенсивнее — снижают амплитуды регистрируемых колебаний, так что в записи преобладают составляющие колебаний, принадлежащие упомянутому частотному диапазону.

Для измерений колебаний от забиваемых свай требуется использовать широкополосную аппаратуру, с тем чтобы иметь запись параметров колебаний с минимально возможными искажениями.

Волны, распространяющиеся от забиваемых свай, можно рассматривать с разных точек зрения в зависимости от того, какие их характеристики принять за основные. Можно выяснять, какие напряжения возникают в грунте при прохождении волн или какие деформации грунта они вызывают, можно рассматривать смещения любых точек грунта в распространяющихся волнах, можно, кроме того, рассматривать скорости или ускорения, с ко-

торыми движутся в проходящей волне отдельные точки грунтового массива. Все перечисленные параметры не являются взаимно независимыми и с помощью уравнений теории упругости могут быть выражены одни через другие.

Однако при организации измерений необходимо принять решение, какие из этих параметров будут измеряться, так как выбор измеряемых параметров определяет набор требуемых измерительных средств. При этом следует учесть, что в настоящее время измерения не каждого из параметров технически осуществимы. Так, не поддаются измерению динамические сдвиговые напряжения и деформации в грунтовом массиве, и их оценку можно производить только косвенно, через другие параметры.

В качестве основных измеряемых параметров при натурных наблюдениях колебаний грунта от забиваемых свай выбираются смещения. В последующих главах будет показано, что этот выбор предопределен системой оценок опасности колебаний грунта для окружающих зданий.

Смещения грунта при колебаниях в настоящее время измеряют сейсмометрами, как правило, имеющими гальванометрическую регистрацию. Все сейсмометры, применяемые для регистрации смещений грунта при землетрясениях, по своим техническим характеристикам могут быть использованы и при свайных работах. Однако большая их часть вследствие значительной массы неудобна для использования при регистрации колебаний от забиваемых свай. Неудобства эти связаны с тем, что приходится иметь дело с большим количеством датчиков, которые требуется неоднократно переставлять с одних точек регистрации на другие.

В таких случаях наиболее пригодны датчики с индукционными преобразователями И001, которые с гальванометрами М002 регистрируют смещения, а с М001 — скорости смещений. Однокомпонентные датчики при соответствующей настройке могут регистрировать как вертикальную, так и горизонтальную компоненты смещений. Частота собственных колебаний датчиков составляет около 1,2, гальванометров М002 — около 30, гальванометров М001 — от 80 до 3400 Гц в зависимости от чувствительности. Частотная характеристика измерительного канала «датчик — гальванометр» в пределах 3—200 Гц линейна. С помощью датчиков можно измерять амплитуды смещений величиной от 1 до 1200 мкм. Сигналы от датчиков записываются шлейфными осциллографами Н700 и Н004 на осциллографическую бумагу. Масса одного датчика составляет около 2 кг, а всего комплекта сейсморегулирующей аппаратуры, включая до 20 шт И001 — не свыше 60 кг.

Большая часть приведенных в книге результатов получена на основе сейсмограмм, записанных с помощью этих датчиков.

По частотным характеристикам лучшими (чем И001) являются сейсмоприемники ВЭГИК, которыми с включенными в

электрическую схему измерений гальванометрами ГБ-III можно измерять смещения, а с гальванометрами ГБ-IV — скорости смещений.

Электрические сигналы записываются на светочувствительную бумагу осциллографами Н-700, Н-004 и др. [25]. С помощью этих датчиков можно измерять амплитуды смещений от 1 до 1000 мкм в частотном диапазоне от 1,5 до 100 Гц. Но для расширения частотного диапазона до 1,5 Гц потребовалось увеличить массу одного датчика до 10 кг, что затрудняет применение полного комплекта аппаратуры, требующегося для работы на площадке.

Кроме упомянутых сейсмоприемников, могут использоваться также датчики С5С, ВБП-3, ВБПП, СМ-2М [25].

В некоторых случаях может представлять интерес измерение ускорений движения грунта при колебаниях. Для этих целей могут использоваться индукционные датчики ДУ-5 из комплекта виброизмерительной аппаратуры ВИ 6-5МА, имеющие линейную характеристику в диапазоне от 0 до 200 Гц.

Тарировку всех перечисленных датчиков обычно производят на гармонические колебания на вибростендах, описываемых в соответствующих справочниках и руководствах.

3. Влияние прибора на запись колебаний

При регистрации импульсных смещений сейсмоприемниками, имеющими инерционную массу, в записи параметров колебаний вносятся искажения. Они обуславливаются тем, что импульсное воздействие на регистрирующую колебательную систему «сейсмограф — гальванометр» вызывает в ней переходный процесс, для которого характерно наложение собственных колебаний системы на вынужденные. Наложение может существенно исказить запись колебаний и дать неверные представления об исследуемых параметрах. Вследствие этого одной из задач сейсметрии со времени ее зарождения является восстановление истинного сигнала по записанному [22].

Восстановление истинного движения грунта по записям смещений является технически осуществимой задачей. Составлены программы для ЭВМ, позволяющие с успехом ее решать [23]. Однако при обработке значительного количества записей удобнее бывает исследовать погрешности, вносимые колебательной системой «сейсмоприемник — гальванометр» в запись колебаний, а в числовых значениях параметров учитывать полученные погрешности. В качестве примера здесь приведены описание и результаты исследования [32] погрешности системы «сейсмоприемник И001 — гальванометр М002» при записи смещений треугольного вида симметричной и несимметричной формы, близкого к реальному (рис. 16).

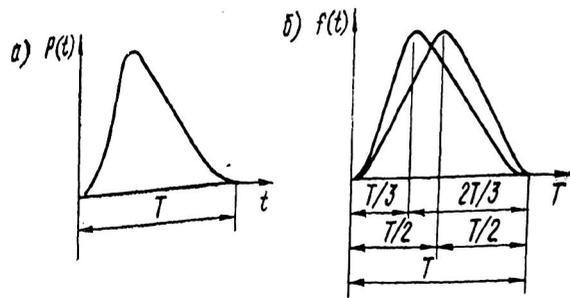


Рис. 16. Вид импульсных воздействий

а — реальное воздействие; б — аппроксимирующие его симметричное и несимметричное воздействия

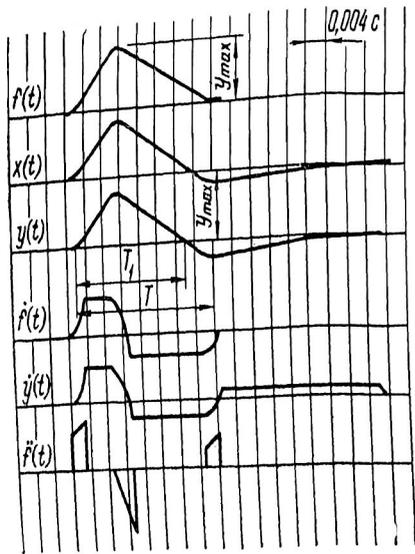


Рис. 17. Осциллограмма записи решения системы уравнений (73) при начальных условиях (74)

$f(t)$, $\dot{f}(t)$, $\ddot{f}(t)$ — соответственно истинное смещение, скорость и ускорение для треугольного импульса; $x(t)$ — запись смещения, искаженная прибором; $y(t)$ и $\dot{y}(t)$ — запись смещения и скорости, искаженная прибором и гальванометром; y_{max} и \dot{y}_{max} , T_1 и T — соответственно зарегистрированные и истинные амплитуда и длительность импульса

Поведение сейсмоприемника с гальванометрической регистрацией описывается системой обыкновенных дифференциальных уравнений

$$\left. \begin{aligned} \ddot{x}(t) + 2\epsilon_1 \dot{x}(t) + n_1^2 x(t) &= \ddot{f}(t) + kL\dot{y}(t); \\ \ddot{y}(t) + 2\epsilon_2 \dot{y}(t) + n_2^2 y(t) &= k\dot{y}(t), \end{aligned} \right\} \quad (73)$$

где $x(t)$ — линейное перемещение центра качания маятника сейсмоприемника; $y(t)$ — линейное перемещение «зайчика» гальванометра, пропорциональное смещению на сейсмограмме; $\ddot{f}(t)$ — ускорение движения грунта при колебаниях; $\dot{x}(t)$, $\dot{y}(t)$, $\dot{x}(t)$, $\dot{y}(t)$ — соответственно первые и вторые производные от $x(t)$ и $y(t)$ по времени; n_1 и n_2 — собственные частоты колебаний соответственно прибора и гальванометра: $n_1 = 2\pi/\tau_1$, $n_2 = 2\pi/\tau_2$ (τ_1 и τ_2 — периоды собственных колебаний соответственно прибора и гальванометра); ϵ_1 и ϵ_2 — коэффициенты вязкого сопротивления прибора и гальванометра: $\epsilon_1 = n_1 D_1$; $\epsilon_2 = n_2 D_2$ (D_1 и D_2 — декременты затухания прибора и гальванометра); $k = 2\epsilon_2$; $L = (\epsilon_1/\epsilon_2)\sigma^2$ (σ — коэффициент связи).

Паспортные значения основных параметров датчиков И001 и интегрирующих гальванометров М002 равны: $\tau_1 = 0,8$ с; $\tau_2 = 0,04$ с; $D_1 = 0,5$; $D_2 = 10$.

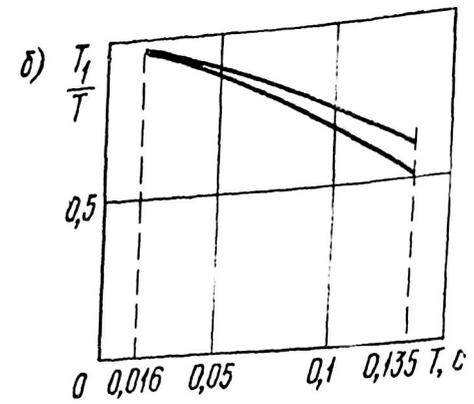
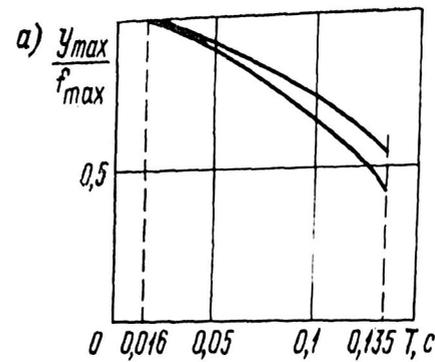
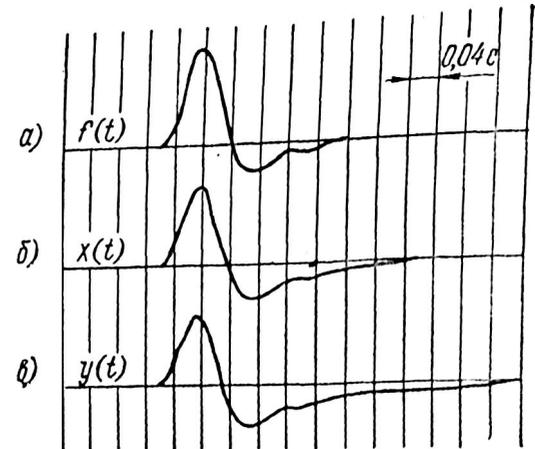


Рис. 18. Характеристики погрешностей измерений амплитуд и длительности смещений импульсных колебаний

а — искажение в зависимости от длительности импульса амплитуд смещений; б — то же, длительности смещений

Рис. 19. Осциллограммы смещений реального импульса $f(t)$

а — без искажений; б — с искажениями, вносимыми сейсмоприемником И001; в — с искажениями, вносимыми системой «сейсмоприемник — гальванометр»



Задача определения параметров колебаний системы решается при начальных условиях,

$$x(t) = \dot{x}(t) = y(t) = \dot{y}(t) = 0 \quad \text{при } t = 0. \quad (74)$$

Полученные осциллограммы смещений, записанных системой «сейсмограф — гальванометр», сопоставлены с задаваемыми смещениями разной длительности от 0,016 до 0,135 с. На рис. 17 приведена осциллограмма записи смещений, скоростей и ускорений с искажениями, вносимыми прибором и гальванометром для случая несимметричного импульса длительностью $T = 0,031$ с. Как видно из рис. 17, смещение записывается в виде быстро затухающего колебательного процесса.

Наибольшие искажения формы, амплитуды и длительности импульса наблюдаются при значениях T , приближающихся к периоду собственных колебаний сейсмического прибора.

На рис. 18 показаны полученные зависимости $y_{max}/f_{max} = \varphi(T)$ и $T_1/T = \psi(T)$. Они позволяют оценить погрешность, которую вносит датчик И001 с гальванометром М002 в записи импульсных смещений при изменении длительности их (полупериода, если рассматривать осциллограмму записи) от 0,016 до 0,135 с. Эти длительности соответствуют диапазону частот колебаний от 3,5 до 32 Гц, в который укладываются практически все колебания, зарегистрированные при свайном...

Результаты, полученные на записях смещений треугольного вида, были проверены описанным способом при записи реального сигнала $f(t)$ сейсмоприемником (вычислены смещения $x(t)$) и системой «сейсмоприемник — гальванометр» (вычислены смещения $y(t)$), вид которых представлен на рис. 19. Как видно из рис. 19, искажения, вносимые регистрирующей системой, имеют тот же характер, что и для смещений треугольного вида.

Выяснение характера и величины искажений, которые вносит регистрирующая система «сейсмограф — гальванометр» в записи смещений позволяет перейти к анализу смещений и скоростей смещений, полученных в натуральных наблюдениях параметров колебаний грунта.

Преобладающие периоды смещений поверхности грунта при колебаниях, распространяющихся от забиваемых свай, в большинстве случаев находятся в пределах 0,04—0,15 с. Для этих периодов (рис. 18) регистрируемые амплитуды оказываются ниже истинных на 2—25 %, а соответствующие им периоды меньше на 8—20 % (на графиках рис. 19 величина T — длительность импульса соответствует половине преобладающего периода). В работе [22], посвященной изучению искажений, вносимых сейсмоприемниками в записи смещений, приведены материалы, подтверждающие, что погрешность амплитуды первого вступления оказывается несколько большей, чем последующих колебаний. Вследствие этого указанные значения являются верхними пределами погрешностей, вносимых сейсмоприемниками И001 в записи смещений.

4. Методика измерений параметров колебаний

Для того чтобы убедиться в близости значений параметров колебаний, регистрируемых разными датчиками, перед тем как проводить измерения по намеченной программе, полезно бывает все датчики поставить в одном месте, произвести записи, по ним уточнить масштабы усиления, полученные при тарировке, и фазовые сдвиги записей разных датчиков.

Опыт измерения трех компонент смещения — вертикальной $w(t)$, горизонтальной радиальной $q(t)$ и горизонтальной тангенциальной $v(t)$ по отношению к источнику — показал, что при свайной бойке уровень тангенциальной составляющей $v(t)$, обусловленной поперечными колебаниями свай, ее горизонтальными подвижками в грунте во время удара, а также неоднородностью грунтовой толщи, слагающей площадку строительства, оказывается в 2—3 раза ниже, чем двух других составляющих, а максимальная величина вектора смещений уменьшается не более чем на 8 %, если эту составляющую не учитывать. Вот почему в инструментальных наблюдениях тангенциальную составляющую можно не регистрировать.

Параметры колебаний приходится измерять на поверхности

грунта в нескольких точках одновременно. При этом учитывается, что глубина заложения ленточных фундаментов зданий не превышает четверти (в отдельных случаях половины) длины волн, распространяющихся в грунте, и что на этих глубинах величины параметров колебаний несущественно отличаются от регистрируемых на поверхности. Влияние глубины установки регистрируемых сейсмоприемников на параметры колебаний проверено в натуральных наблюдениях и опытах на мелкомасштабных моделях свай. Выяснено, что в большинстве случаев для оценки влияния колебаний на здания и сооружения можно ограничиться измерением параметров колебаний поверхности грунта.

При измерениях трех составляющих смещений сейсмоприемники устанавливают на грунт на специально изготовленных металлических пластинах с шипами для лучшего соединения их с грунтом. Однако часто сейсмоприемники устанавливали непосредственно на грунт и обсыпали их корпуса не менее чем на половину высоты грунтом, который затем уплотняли. Эти мероприятия обеспечивают уменьшение резонансных явлений в колебательной системе «почва — сейсмограф». Если требовалось проводить одновременно записи компонент ускорений, акселерометры крепили к корпусам сейсмоприемников.

В зимнее время смещения грунта при колебаниях можно измерять с помощью комплекта сейсмоприемников, помещенного в корпус из материала с малым коэффициентом теплопроводности и термостатированным подогревом*. При этом осциллограф должен находиться в помещении с положительными температурами, чтобы не изменялись демпфирующие свойства жидкости в гальванометрах.

В тех случаях, когда требуется более подробно проследить изменение параметров колебаний грунта в зависимости от расстояния до источника колебаний, рекомендуется расставлять по профилю по одному сейсмоприемнику в каждую точку, регистрируя поочередно сначала одну составляющую колебаний, а затем после соответствующей перенастройки сейсмоприемников вторую. При этом каждый прибор должен тарироваться дважды: на горизонтальные и вертикальные колебания.

При погружении свай в грунт существенно меняются параметры его колебаний, вследствие чего записи параметров колебаний рекомендуется производить через каждые 0,5 м глубины погружения свай. При необходимости получать зависимости параметров колебаний от высоты падения или массы молота такие наблюдения следует проводить при фиксированной глубине погружения свай, т. е. в пределах 0,5 м глубины ее погружения.

Регистрацию параметров колебаний зданий или их отдельных конструкций удобно вести, закрепляя датчики с помощью пла-

* Комплект сконструирован и изготовлен инж. И. А. Андреевым (ВНИИГС).

стилица и тому подобных материалов, обеспечивающих их надежное сцепление с конструкциями. Расстановка датчиков в здании должна дать возможно более полную информацию о всех видах и формах его колебаний (изгибных, сдвиговых, крутильных и т. п.).

Датчики должны быть ориентированы на запись вертикальной и горизонтальных (поперечной и продольной) составляющих смещений здания, т. е. колебаний в направлениях его основных осей. Желательно зафиксировать колебания ближайшей к забиваемым сваям части здания по всей его высоте.

5. Аппаратура и методика наблюдений за осадками и состоянием зданий

Наблюдения за осадками и состоянием зданий при забивке вблизи них свай ведутся, как правило, одновременно. Необходимость их проведения определяется на стадии проектирования свайных фундаментов и шпунтовых ограждений по результатам предварительной оценки опасности колебаний грунта для зданий. Наблюдения назначаются в том случае, если ожидается, что здания от колебаний получат дополнительные неравномерные осадки и повреждения. Независимо от результатов прогноза опасности колебаний рекомендуется проводить наблюдения за осадками и повреждениями при забивке свай ближе чем 5 м до существующего здания, а также если здания представляют особую ценность (исторические памятники, уникальные здания и т. п.).

В техническом отношении наблюдения за осадками и состоянием зданий не представляют сложности, однако их подготовка и проведение требуют значительных затрат труда и времени.

До начала наблюдений за осадками, проводимых в процессе свайной бойки, необходимо убедиться в том, что осадки здания от его собственного веса стабилизировались. В противном случае требуется определить их характер и интенсивность развития. Для этого на площадках, сложенных слабыми грунтами, регулярные наблюдения осадок зданий приходится начинать за 2—3 месяца до начала свайной бойки. Имея данные о характере и интенсивности развития осадок здания до свайных работ, нетрудно затем определить осадки, вызываемые непосредственно колебаниями грунта при свайной бойке.

Анализ повреждений зданий позволяет установить, что непосредственной причиной повреждений зданий при забивке вблизи них свай и шпунта являются неравномерные осадки, вызываемые колебаниями грунта. Этот факт предопределяет выбор методики наблюдений за осадками. Наблюдения могут быть организованы по двум схемам: либо использование стандартной схемы нивелирования по замкнутому ходу, либо нивелирование со стационарных стоянок с контролем по замкнутому ходу в на-

чале и в конце наблюдения. Наблюдения по второй схеме требуют меньших затрат времени на установку и выверку нивелира и проведение замеров, ведутся со стоянок, обеспечивающих более или менее равные расстояния до марок и т. п.

Для устройства стационарных стоянок на месте стоянки под треногу нивелира забиваются в грунт или закрепляются каким-либо иным способом три металлические трубы. Уменьшение погрешности при измерениях по этой схеме достигается размещением каждой из стоянок на примерно одинаковых расстояниях от нивелируемых марок. С каждой стоянки берутся отсчеты по всем маркам, попадающим в поле наблюдений, что исключает грубые ошибки в измерениях.

Для наблюдений за осадками применяются нивелиры I и II классов точности, например Н-1 или НА-1. Это обеспечивает точность измерений осадок в пределах $\pm 0,5$ мм. Для наблюдений должны применяться прецизионные рейки с миллиметровыми делениями шкал.

Если вблизи площадки строительства отсутствуют постоянные реперы, в качестве временных реперов можно использовать марки, устанавливаемые, как правило, на стенах соседних зданий и сооружений на расстояниях не ближе 30 м от забиваемых свай. Для определения неравномерных осадок не требуется знания абсолютных значений нивелируемых отметок, достаточно знать лишь их смещения друг относительно друга и той отметки, которая выбрана в качестве репера.

Настенные марки используются также для непосредственного измерения осадок здания, находящегося под наблюдением. Схема размещения таких марок выбирается в зависимости от конструкции здания и типа фундаментов. Марки обязательно устанавливаются по углам здания, на каждом фундаменте под колонну и через каждые 3—6 м на наружных стенах. Если в стенах есть вертикальные сквозные трещины, марки устраиваются с обеих сторон сквозной трещины.

Марки могут быть выполнены в виде жестких штырей, заделываемых в стену или привариваемых к стальным элементам здания. Верхний край металлической марки должен иметь сферическую поверхность, на которую устанавливается или подвешивается прецизионная рейка при нивелировании. При подобной конструкции марок нивелирование может производиться по любой из двух упомянутых схем.

Марки могут представлять собой линейки с миллиметровыми делениями, наклеиваемые на стену здания в уровне нивелирования. В этом случае наблюдения за осадками можно вести только по второй схеме, со стационарных стоянок. Преимущество этого вида марок заключается в том, что отсчеты при нивелировании берутся непосредственно по маркам и отпадает необходимость использования прецизионной рейки. Несколько упрощается также вычисление измеренных неравномерных осадок.

Наблюдения за состоянием здания начинаются с контрольного обследования его несущих и ограждающих конструкций. Проверяется наличие трещин в несущих и ограждающих конструкциях, состояние узлов, примыканий, опорных частей отдельных конструктивных элементов, наличие оголенной арматуры и признаки ее коррозии, а также отколы лепки и штукатурки в здании. Все выявленные повреждения наносятся на схематические чертежи здания и, если нужно, дополняются эскизами. Если отсутствуют чертежи здания или отмечены значительные повреждения, могут быть назначены контрольные вскрытия фундаментов здания и отдельных несущих элементов (стен, колонн, перекрытий и т. п.).

Если проводятся наблюдения за осадками здания до начала свайной бойки, одновременно должны быть назначены наблюдения за его состоянием. Помимо визуального осмотра элементов здания, проводят контроль за развитием трещин и измерение угла наклона вертикальных элементов.

Развитие трещин контролируется с помощью гипсовых маяков, устраиваемых в средней части и по краям трещин. Если в маяках трещин не обнаруживается, значит дополнительных повреждений здание не получило. Ширина раскрытия трещин измеряется с помощью трещиномеров, мерных линеек, а в особо ответственных случаях — с помощью механических или тензометрических измерителей деформаций, применяемых при испытании сооружений — ИСД-3, АИ-1М и др.

Крены зданий можно измерять с помощью инклинометров, а более точно — с помощью теодолитов. При наличии более точных и современных инструментов следует им отдавать предпочтение.

Перечисленные средства наблюдений за состоянием зданий используются как до начала свайной бойки, так и при ее осуществлении. В процессе свайной бойки наблюдения за осадками и состоянием зданий проводятся обычно в начале и в конце смены. Если заметно развитие осадок и повреждений, такие наблюдения должны производиться в начале и в конце забивки каждой сваи.

ГЛАВА IV

НАТУРНЫЕ НАБЛЮДЕНИЯ КОЛЕБАНИЙ ГРУНТА ПРИ ЗАБИВКЕ СВАЙ

Ниже излагаются сведения о закономерностях образования и распространения волн в грунтах при забивке свай, о зависимостях их кинематических и динамических характеристик от параметров источника и грунтовых условий. Этот материал обоб-

щает результаты наблюдений колебаний грунта по 68 площадкам строительства. В прилож. 1 в качестве примера приведены данные об условиях забивки свай, грунтовых условиях, а также кинематических и динамических характеристиках волн, распространявшихся от забиваемых свай на 27 площадках строительства (номера площадок, упоминаемые далее в тексте и на рисунках, соответствуют их номерам в прилож. 1).

1. Общая характеристика измеряемых параметров колебаний

Как ранее отмечалось, в инструментальных наблюдениях параметров колебаний грунта регистрируются смещения, а в некоторых случаях в качестве дополнительной информации записываются скорости и ускорения движения грунта при колебаниях. При этом измерения проводятся, как правило, на поверхности грунта.

Измерения в глубине грунтового массива выполняются редко, так как требуют устройства буровых скважин или даже шурфов для установки сейсмоприемников. Буровые скважины устраиваются для сейсмоприемников, не требующих настройки на рабочий режим перед измерениями и устанавливаемых в скважине с помощью специальных устройств непосредственно с поверхности через устье скважины. Для сейсмоприемников, которые требуется настраивать перед измерениями, устраивают шурфы, чтобы обеспечить доступ к каждому из них.

Существенную помощь в выборе измеряемых параметров, методики их измерения, а также интерпретации данных наблюдений оказывают результаты теоретических исследований на модели упругого полупространства.

Например, сопоставление решений рассмотренных в гл. II задач об осесимметричных точечном и линейном источниках с результатами натуральных наблюдений позволяет утверждать, что в реальных условиях свайной бойки наблюдается отсутствие симметрии как в самом источнике при воздействии сваи на грунт, так и в свойствах грунтов, слагающих обследованные площадки строительства. Об этом свидетельствует наличие тангенциальной $v(t)$ составляющей смещений, о которой упоминалось в предыдущей главе.

Отношение A_q/A_w амплитуд горизонтальной и вертикальной составляющих смещений поверхности упругого полупространства для линейного источника всегда превосходит единицу. Между тем, на поверхности грунта чаще наблюдается превышение амплитуд вертикальной составляющей смещений над амплитудами горизонтальной составляющей. Отсюда можно сделать вывод о неоднородности грунтового массива как среды, в которой распространяются колебания. В неоднородной среде траектории лучей распространяющихся волн оказываются криволинейными, и связь между амплитудами вертикальной и горизонтальной со-

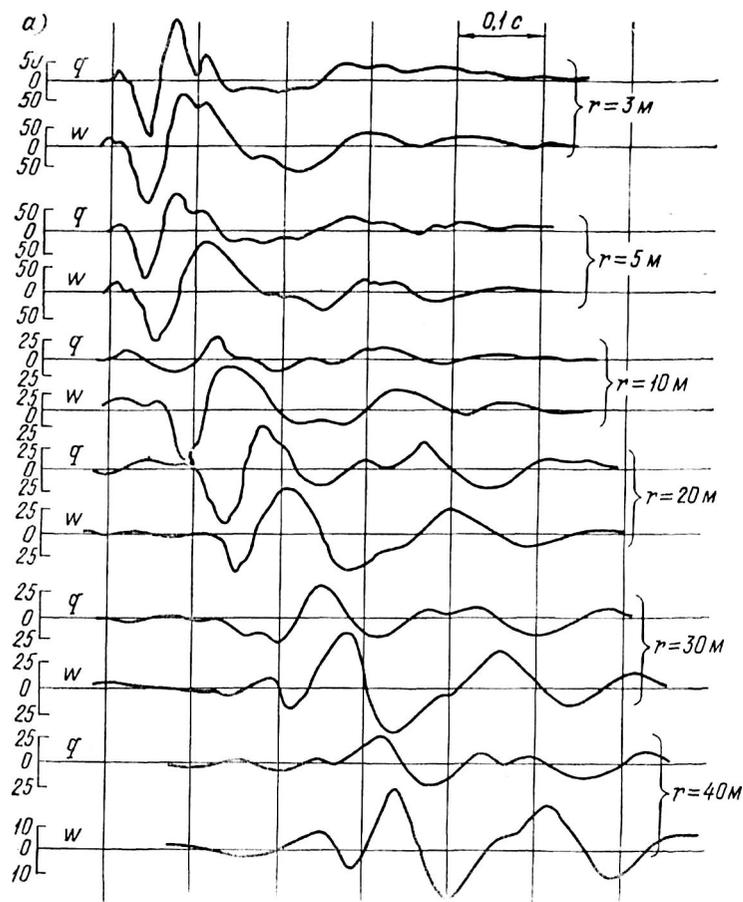
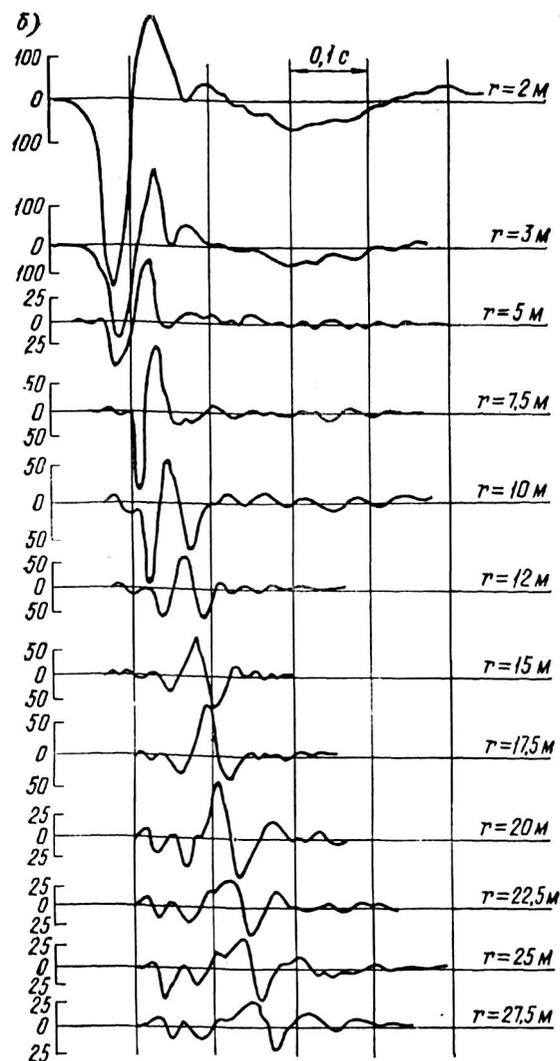


Рис. 20. Осциллограммы записей составляющих смещений поверхности грунта на разных расстояниях от забиваемой сваи

а — горизонтальная $q(t)$ и вертикальная $w(t)$ составляющие на площадке № 11; б — вертикальная $w(t)$ составляющая на площадке № 14
Масштаб амплитуд смещений дан в мкм

ставляющих смещений вследствие этого оказываются более сложной, чем в случае упругого полупространства.

На рис. 20, а представлены типичные записи горизонтальной $q(t)$ и вертикальной $w(t)$ составляющих вектора смещений поверхности грунта на объекте № 1 (см. прилож. 1) на разных расстояниях от сваи, забиваемой молотом свободного падения. Для более подробной иллюстрации зависимости параметров колебаний поверхности грунта от изменения расстояния на рис. 20, б приведены осциллограммы вертикальной составляющей смещений $w(t)$ на объекте № 2 при забивке сваи дизель-



молотом С-330. Несмотря на различия в условиях забивки и грунтовых условиях, наблюдаются общие закономерности распространения колебаний, которые проявляются как на приведенных рисунках, так и на осциллограммах, полученных на остальных объектах строительства.

Некоторое сходство можно усмотреть между колебаниями поверхности полупространства, распространяющимися от линейного источника (см. рис. 6, а) и поверхности грунта (см. рис. 20), особенно вблизи (на расстоянии до 5 м) от забиваемой сваи. Однако чем больше расстояние от источника колебаний, тем

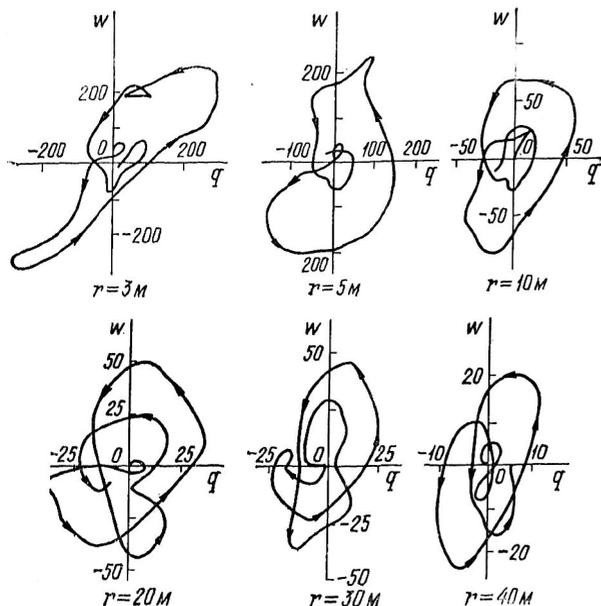


Рис. 21. Траектории движения точек поверхности грунта на разных расстояниях от забиваемой сваи на площадке № 11

Масштабы амплитуд горизонтальной $q(t)$ и вертикальной $w(t)$ составляющих даны в мм

более существенными оказываются различия между колебаниями грунта и полупространства. И хотя некоторые закономерности можно объяснить с помощью модели упругого полупространства, например увеличение длительности импульсных колебаний грунта и количества полуразмахов в них с увеличением расстояния до источника (см. рис. 11 и 20, а), оценку характера колебаний грунта и значений параметров колебаний можно производить по результатам, получаемым на модели упругого полупространства, лишь ориентировочно.

В натуральных наблюдениях записи компонент смещений состоят из нескольких размахов, количество которых увеличивается по мере удаления от источника вследствие слоистости, неоднородности и поглощения грунтом энергии колебаний, а также вследствие разной скорости распространения различных типов волн в грунте. Как правило, смещения достигают своей максимальной величины в одном из размахов (вблизи источника, на расстояниях до 3 м, — в первом размахе, на более далеких расстояниях — в последующих, смещаясь в более поздние фазы колебаний при увеличении расстояния).

Длительность импульсных колебаний на расстояниях до 30—40 м чаще всего лежит в пределах 0,2—0,4 с и редко превышает 0,6 с, причем она возрастает с увеличением расстояния.

На рис. 21 приведены типичные траектории движения точек грунта, в которых проводили наблюдения смещений на площадке № 1.

На расстоянии до 3 м движение точек в максимальных размахах линейно поляризовано и происходит в направлении сначала «вниз и на источник», а затем «вверх и от источника», обеспечивая в целом движение по кривой, напоминающей эллипс, в направлении «на источник». На расстояниях более 3 м движение в максимальных фазах происходит по траекториям, напоминающим эллипсы, одна из главных осей которых может быть как перпендикулярна поверхности, так и наклонена под некоторым углом к ней. Это свидетельствует о том, что на расстояниях до 3 м от источника максимальные смещения грунта определяются прохождением рэлеевских волн и «квазистатикой», т. е. состоянием, в котором смещения изменяются от динамической нагрузки, как от статической после прохождения всех типов волн.

На более далеких расстояниях максимальные смещения обусловлены в первую очередь рэлеевскими волнами, о чем свидетельствует эллиптический характер траекторий движения частиц грунта с вращением «на источник» при максимальном размахе смещений, причем в отличие от полученных в гл. II траекторий движения поверхности полупространства (см. рис. 7), зарегистрированные в натуре оказываются намного сложнее, так как поверхностные волны вследствие слоистости и неоднородности оказываются интерференционными.

С точки зрения оценки влияния колебаний на здания наибольший интерес представляют такие параметры колебаний грунта, как максимальные амплитуды горизонтальной $q(t)$ и вертикальной $w(t)$ компонент вектора смещений и соответствующие им видимые или преобладающие периоды. За максимальные амплитуды смещений A_u можно принимать либо половину их максимального размаха, либо максимальное отклонение от нулевой линии. Тогда соответственно за период колебаний T следует в первом случае принять удвоенный промежуток времени между максимальными отклонениями в рассматриваемом размахе смещений, а во втором — удвоенную продолжительность максимального отклонения.

Ниже приводятся сведения о принципах разработки системы оценок опасности колебаний для зданий и сооружений. Критерием оценки выбраны амплитуды A_u скоростей смещений грунта при колебаниях, которые определяются по формуле гармонических колебаний через максимальные амплитуды смещений:

$$A_u = 2\pi (A_u/T_u); \quad (75)$$

здесь A_u и T_u — максимальная амплитуда и соответствующий ей преобладающий период горизонтальной (A_q и T_q) или вертикальной (A_w и T_w) составляющей смещений.

На первый взгляд может показаться, что рациональнее измерять непосредственно амплитуды скоростей грунта при колебаниях при помощи соответствующей аппаратуры. Однако в действительности максимальные амплитуды скоростей смещений могут наблюдаться вне периода максимального размаха смещений, тогда как повреждения зданий связаны именно с максимальными смещениями.

2. Кинематические характеристики волн, распространяющихся от забиваемых свай

Основными кинематическими характеристиками волн, распространяющихся от забиваемых свай, являются скорости их распространения. В процессе образования волн участвуют, прежде всего, объемные (продольные P и поперечные S) и поверхностные (рэлеевские R) волны.

В слоистых средах, к которым относятся грунты, поверхностные волны носят явно выраженный интерференционный характер. Объемные волны в грунтах бывают представлены прямыми, отраженными, преломленными и рефрагированными волнами. Последние образуются вследствие неоднородности среды и распространяются по криволинейным траекториям, неоднократно отражаясь от дневной поверхности грунта. Все эти типы волн так или иначе бывают представлены на осциллограммах регистрируемых параметров колебаний грунта, но выделить их из общей записи в большинстве случаев оказывается невозможным. Примером тому может служить гораздо более простая модель грунта — идеально упругое однородное изотропное полупространство. От линейного источника в нем образуются до десятка волн разных типов (см. рис. 8), однако распознать моменты вступлений большинства из них на теоретических сейсмограммах (см. рис. 6, а) почти невозможно, если не прибегать к расчету моментов вступлений по заданным упругим характеристикам материала полупространства. В грунтах, где упругие характеристики слоев не вполне определены, задача выделения разных типов волн на сейсмограммах и даже только моментов их вступлений может оказаться практически неразрешимой.

На сейсмограммах, получаемых в натуральных наблюдениях колебаний грунта, с определенностью можно выделить лишь моменты первых вступлений смещений грунта при колебаниях и моменты фаз определенных размахов колебаний (см. рис. 20, а). При этом следует отметить, что время первых вступлений часто не может быть определено с достаточной степенью точности вследствие недостаточной резкости этих вступлений.

Колебания грунта от забиваемых свай могут оказывать влияние на здания и сооружения в радиусе до 40—50 м, причем значительную опасность они могут представлять на расстоянии примерно до 10 и лишь в отдельных случаях до 20 м. Вследствие

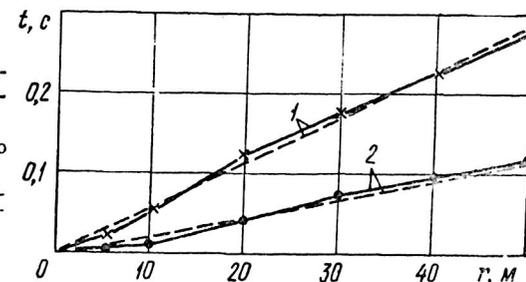


Рис. 22. Годографы, построенные по сейсмограммам на площадке № 8

1 — годограф вступлений; 2 — то же, фаз максимального размаха
Сплошной линией показаны экспериментальные данные, пунктирной — среднее значение

этого регистрация параметров колебаний грунта производится обычно на расстояниях до 30 и реже до 50 м. В пределах этих расстояний можно принять, что моменты первых вступлений соответствуют приходу прямых продольных волн P , распространяющихся вдоль поверхности грунта. В общем случае первые вступления могут вызываться и отраженными, и рефрагированными волнами, так как в глубине массива скорости распространения волн, как правило, оказываются выше, чем в приповерхностном слое.

Более точно установить, какого типа волны регистрируются в первых вступлениях, можно, построив графики (рис. 22), на горизонтальной оси которых откладываются расстояния от источника до точек регистрации, а на вертикальной — время прихода первых вступлений волн в соответствующую точку регистрации, считая за нулевой отсчет начальный момент воздействия в источнике. Линия, соединяющая на графике точки времен прихода соответствующих типов волн, в сейсмологии и сейсморазведке называется годографом. Угол наклона касательной к годографу в любой точке графика характеризует значение скорости распространения волны, зарегистрированное в данной точке. Если годограф прямолинеен, это означает, что скорость распространения данной фазы колебаний в области, где производят измерения, постоянна. В свою очередь, постоянная скорость распространения рассматриваемой фазы колебаний позволяет утверждать, что зарегистрирован один и тот же тип волн. Если годограф первых вступлений имеет изломы, можно считать, что на разных участках, где отрезки годографа прямолинейны, регистрируются разные типы волн. Например, может оказаться, что на первом участке фиксируется скорость прямых продольных волн, на втором — скорость дважды преломленных продольных волн, распространяющихся в первом подстилающем слое, на третьем — во втором подстилающем слое и т. д. Если годограф первых вступлений оказывается криволинейным, можно говорить о регистрации рефрагированных волн в первых вступлениях, либо о неоднородности грунта в горизонтальном направлении.

На большинстве площадок, подвергавшихся обследованию в процессе свайной бойки, годографы фаз первых вступлений в

пределах точности произведенных измерений оказывались прямолинейными, что позволило определить на этих площадках скорости прямых продольных волн в верхних слоях и принять каждую из этих скоростей за осредненную упругую характеристику грунта на соответствующей площадке.

Второй упругой характеристикой грунта можно считать скорость фазы максимального размаха смещений, определяемую по годографам фаз максимального размаха смещений. Значение этой скорости принимается за приближенную оценку скорости распространения поперечных волн на том основании, что максимальные смещения регистрируются в рэлеевских волнах, а в полупространстве скорость рэлеевских волн составляет 0,9—0,96 от скорости поперечных волн. Для интерференционных рэлеевских волн отклонения оказываются несколько большими, но в целом дают приемлемую оценку.

Годографы фаз максимального размаха смещений, так же как и первых вступлений, для большинства площадок оказываются прямолинейными на расстояниях до 30—50 м от источника колебаний.

Значения скоростей распространения продольных волн при свайной бойке на всех обследованных площадках строительства зарегистрированы в пределах 150—800 м/с. Широкий диапазон их изменения свидетельствует о том, что упругие характеристики разных типов грунтов могут существенно различаться.

На некоторых площадках скорости распространения продольных волн увеличивались при увеличении глубины погружения сваи. В этих случаях основным источником регистрируемых продольных волн являлось острие сваи. При увеличении глубины его погружения волны подходят к поверхности под большими углами падения, что приводит к регистрации кажущейся скорости. Расхождение значения скоростей распространения продольных волн v_p в начале и в конце погружения может достигать 25—40 %.

Значения скоростей распространения фаз максимальных размахов смещений в зависимости от грунтовых условий площадки строительства могут изменяться от 80 до 250 м/с. Они практически не меняются с глубиной погружения свай, что подтверждает предположение об участии в их формировании рэлеевских волн. Если обратиться к упругому полупространству (см. рис. 7), уже на этой простейшей модели видно, что максимальные смещения на поверхности образуются в рэлеевских волнах (на глубину примерно около длины полуволны) и распространяются с постоянной скоростью независимо от глубины погружения источника. Зарегистрированные значения длин полуволны максимального размаха смещений составляют от 2 до 16 м. В целом более высокие значения скоростей распространения как продольных, так и поперечных волн отмечаются в плотных песчаных грунтах, в глинистых грунтах тугопластичных и твердых

консистенций. В этих грунтах наблюдаются меньшие длины полуволны максимального размаха (двойной амплитуды) смещений.

3. Зависимость смещений грунта от глубины погружения свай

Сваи представляют собой источники колебаний, у которых в процессе забивки меняются глубина погружения и площадь поверхности, взаимодействующая с грунтом. В результате при погружении изменяется та часть энергии удара молота, которая рассеивается в грунте в виде упругих волн.

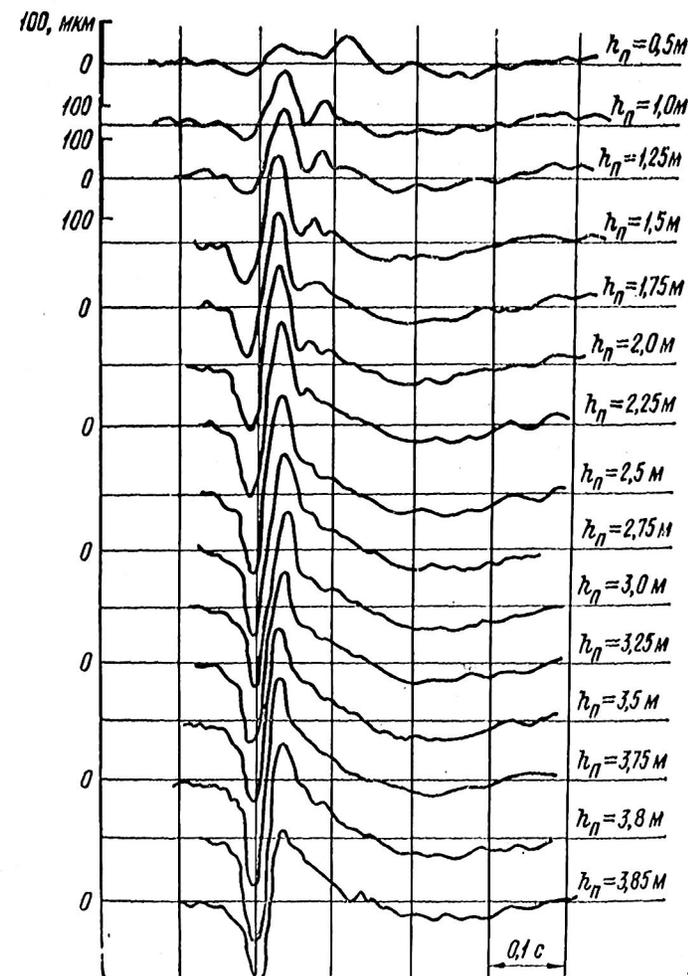


Рис. 23. Вид осциллограмм записей смещений поверхности грунта на расстоянии 3 м от забиваемой сваи при разной глубине ее погружения h_n на площадке № 18

На рис. 23, а совмещены осциллограммы с разных кадров, записанных по мере погружения свай

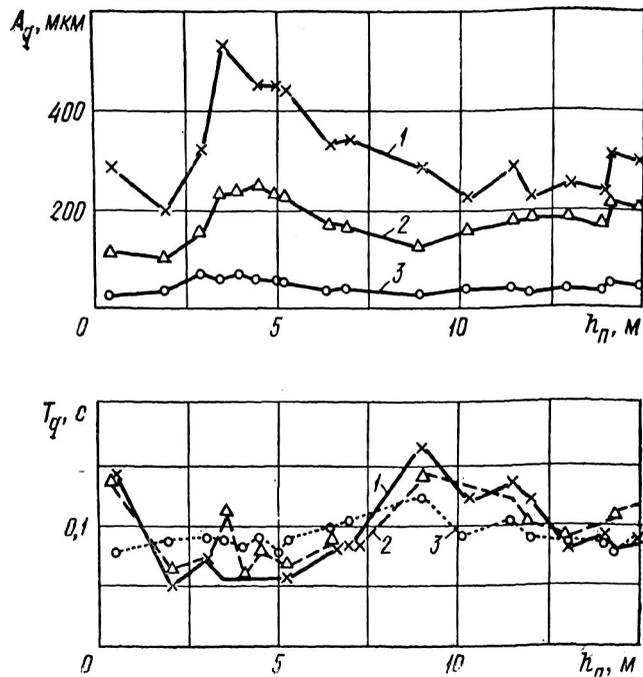


Рис. 24. Зависимости амплитуд горизонтальной A_q и вертикальной A_w составляющих смещений поверхности грунта и их преобладающих периодов T_q и T_w от глубины погружения свай на площадке № 11

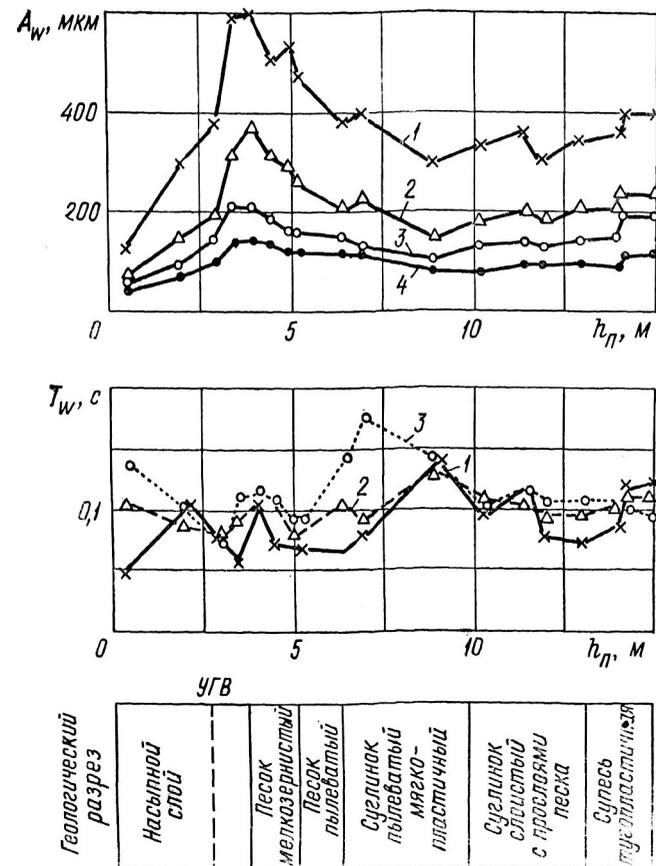
1 — расстояние от свай до точки регистрации колебаний, равное 3 м; 2 — то же, 5 м; 3 — 10 м; 4 — 20 м

Глубина погружения свай на одной и той же площади в одних и тех же условиях забивки существенно влияет на параметры колебаний грунта. На рис. 23 приведена серия последовательных записей вертикальной составляющей смещений $w(t)$ поверхности грунта на площадке № 3 при изменении глубины погружения. Из рис. 23 видно, что с изменением глубины погружения меняются интенсивность и в несколько меньшей степени форма колебаний при прочих равных условиях.

На рис. 24—28 представлены графики зависимостей амплитуд A_q , A_w и периодов T_q , T_w горизонтальной $q(t)$ и вертикальной $w(t)$ составляющих смещений грунта от глубины погружения свай на ряде других объектов. На этих рисунках отражены наиболее характерные явления, которые могут встретиться при наблюдениях параметров колебаний грунта, вызываемых забивкой.

Детальная зависимость, представленная на рис. 26, построена по материалам измерений смещений поверхности грунта от каждого удара молота по свае на площадке № 4.

Можно отметить следующие закономерности изменения амплитуд и преобладающих периодов смещений с увеличением



глубины погружения свай. На расстояниях до 10 м максимальные значения амплитуд смещений регистрируются при глубине погружения 3—6 м. Кроме основного максимума, наблюдается еще несколько локальных, соответствующих другим глубинам погружения, различным для разных площадок строительства. Величина основного максимума иногда в 2—3 раза превышает остальные. На расстояниях свыше 10 м основной максимум амплитуд смещений, соответствующий глубине погружения 3—6 м, выражен слабее, его величина может быть соизмерима, а в отдельных случаях даже несколько меньше, чем остальные, соответствующие большей глубине погружения.

Этот факт можно объяснить по меньшей мере тремя причинами. Во-первых, как показано в гл. II, при увеличении длины линейного источника амплитуды смещений полупространства уменьшаются. В грунте, начиная с глубины погружения 3—6 м, они также уменьшаются, а до этой глубины вследствие рыхлости грунта свая еще не работает как линейный источник. Во-вторых, верхние слои грунта представляют собой рыхлые образования, граница раздела между ними и коренными поро-

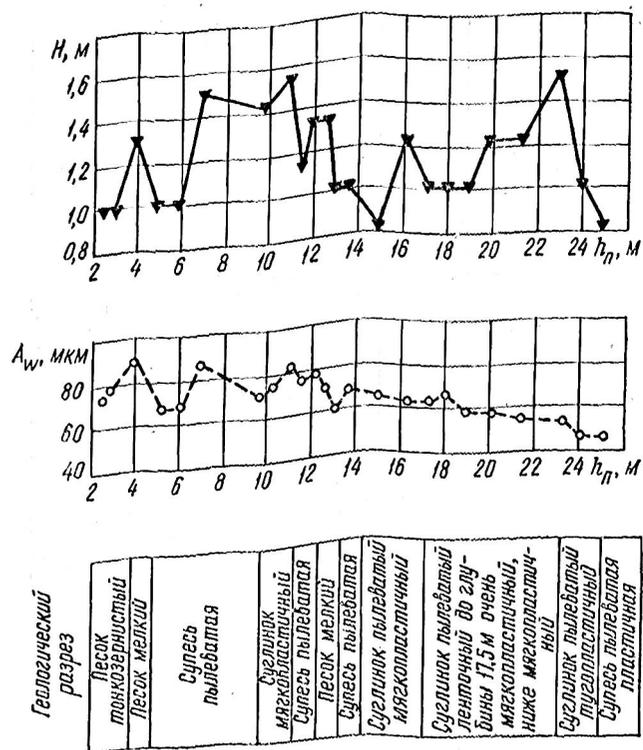


Рис. 25. Изменения амплитуд вертикальной составляющей смещений A_w в зависимости от глубины погружения сваи h_p , высоты падения молота H и грунтовых условий
Измерения производились на площадке № 20 на расстоянии 4,5 м от сваи

дами представляет собой сильную сейсмическую границу и при глубине погружения 3—6 м наложение прямой и отраженных волн дает максимальный уровень колебаний. В-третьих, в приповерхностных слоях плотность слоев грунта с увеличением глубины залегания возрастает, траектории распространения волн за счет неоднородности среды искривляются и энергия упругих колебаний возвращается к дневной поверхности в виде неоднократно отражающихся от поверхности рефрагированных волн.

При погружении свая перемещается относительно границ раздела слоев грунта, интерференционная картина в точке регистрации меняется, смещения в разных фазах различных типов волн могут как складываться, так и вычитаться. Это приводит к тому, что при увеличении глубины погружения смещения принимают ряд экстремальных значений.

Различия в геологическом строении и физико-механических свойствах грунтов площадок строительства в настоящее время

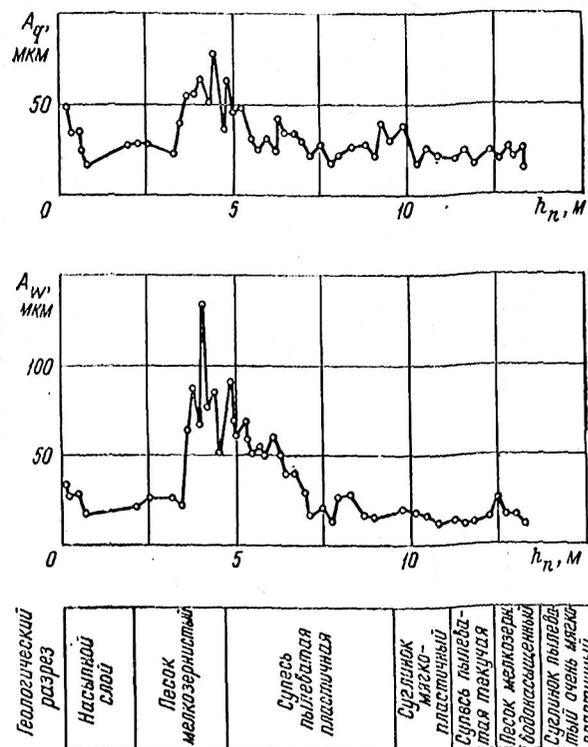


Рис. 26. Зависимости амплитуд горизонтальной A_h и вертикальной A_w составляющих смещений поверхности грунта от глубины погружения сваи h_p
Измерения производились на расстоянии 12,5 м от сваи на площадке № 4

не позволяют сверх приведенного выше качественного описания предсказывать характер закономерностей изменения параметров колебаний с глубиной. Приходится ориентироваться на максимальные значения амплитуд смещений, которые наблюдаются при глубине погружения 3—6 м.

Можно отметить еще, что характер изменения параметров колебаний с глубиной погружения сваи в разных грунтах различен. В песчаных и супесчаных грунтах, в которые забивали сваи длиной до 6—8 м, при увеличении глубины погружений наблюдали увеличение максимальных амплитуд смещений и уменьшение преобладающих периодов почти вплоть до конца забивки (рис. 27, в). В слоистых разнородных грунтах максимальные амплитуды смещений и преобладающие периоды во время всего погружения изменялись, принимая ряд экстремальных значений, наибольшее из которых для смещений приходилось на глубину погружения 3—6 м (рис. 27, а и б).

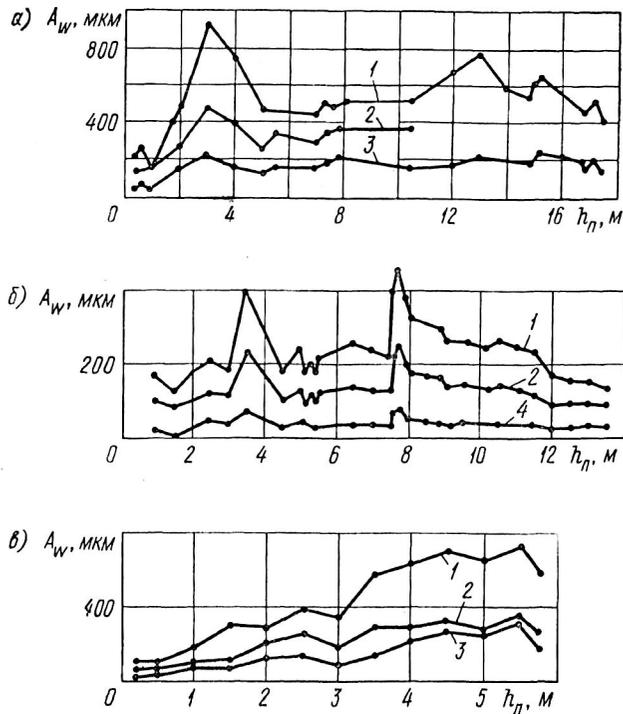


Рис. 27. Зависимости амплитуд вертикальной A_w составляющей смещений поверхности грунта от глубины погружения свай h_p при высоте падения молота $H = 1,0 \div 1,5$ м

а — на площадке № 8; б — то же, № 16; в — то же, № 12; 1 — на расстоянии 1–3 м; 2 — то же, 5 м; 3 — то же, 10 м; 4 — то же, 20 м

Если забивка свай в глинистый грунт производится не одновременно, то после перерыва амплитуды смещений грунта при тех же самых условиях забивки могут значительно возрасти. Это можно объяснить быстрым восстановлением нарушенных забивкой структурных связей между частицами грунта, а также образованием их между грунтом и свайей, что приводит к возрастанию сил сопротивления грунта погружению свай и увеличению доли энергии, рассеивающейся в грунте в виде упругих волн. Увеличение амплитуд смещений после перерыва в забивке составной свай в глинистый грунт можно видеть на рис. 24, а при глубине погружения 13,5 м, когда перерыв составил менее получаса, и при забивке составной свай в суглинистый грунт — на рис. 27, в при глубине погружения 7,7 м после двухчасового перерыва.

Изменение максимальных амплитуд смещений A_q или A_w в зависимости от глубины погружения h_p , начиная с глубины $h_{п.кр}$,

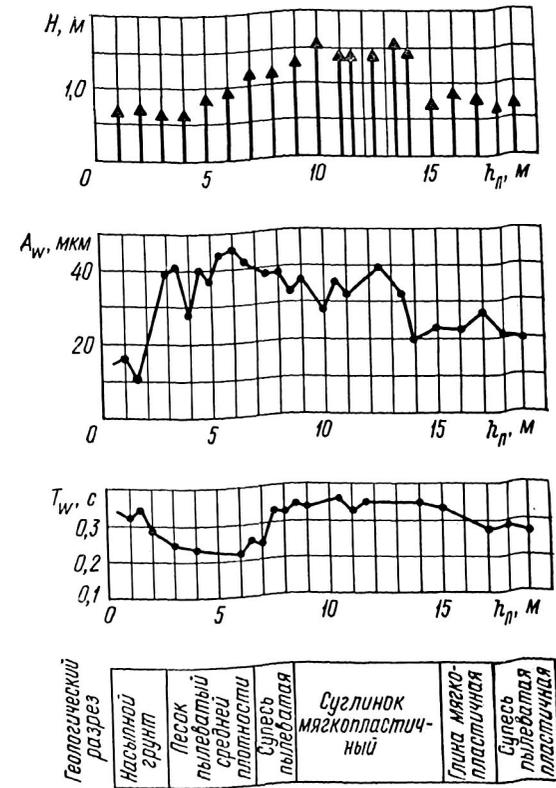


Рис. 28. Зависимость амплитуд вертикальной составляющей смещений A_w и ее преобладающих периодов T_w от глубины погружения свай h_p при высоте падения молота H на расстоянии 20 м от свай

Забивка производилась через слой мерзлого грунта толщиной $b \approx 0,5$ м на площадке № 6 (см. прилож. 1)

на которой они принимают наибольшие значения, можно описать формулой

$$A_u = k_1 A_{u \max} / (h_p - h_{п.кр})^{n_1}, \quad u = q \text{ или } w, \quad (76)$$

где $A_{u \max}$ или $A_w \max$ — максимальные амплитуды горизонтальной или вертикальной составляющей смещений при глубине погружения свай $h_{п.кр}$; k_1 и n_1 — коэффициенты, учитывающие параметры источника колебаний и грунтовых условий.

Однако пользоваться этой формулой в каждом конкретном случае затруднительно, так как среднее квадратичное отклонение максимальных амплитуд смещений в большинстве случаев имеет тот же порядок, что и их средние значения (коэффициент вариации оказывается близким к единице), а k_1 и n_1 оказываются трудно предсказуемыми для известных грунтовых условий.

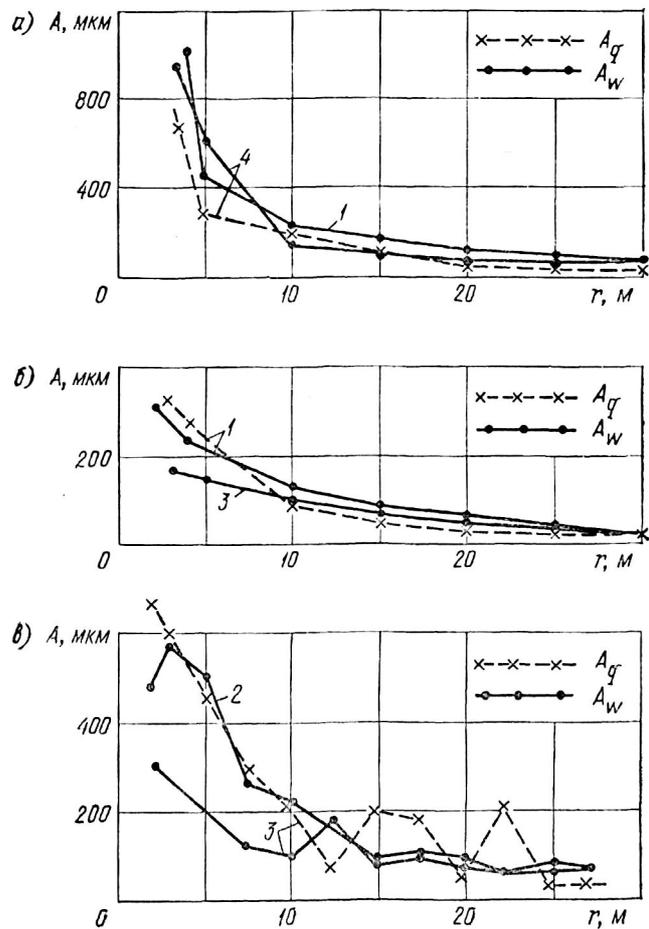
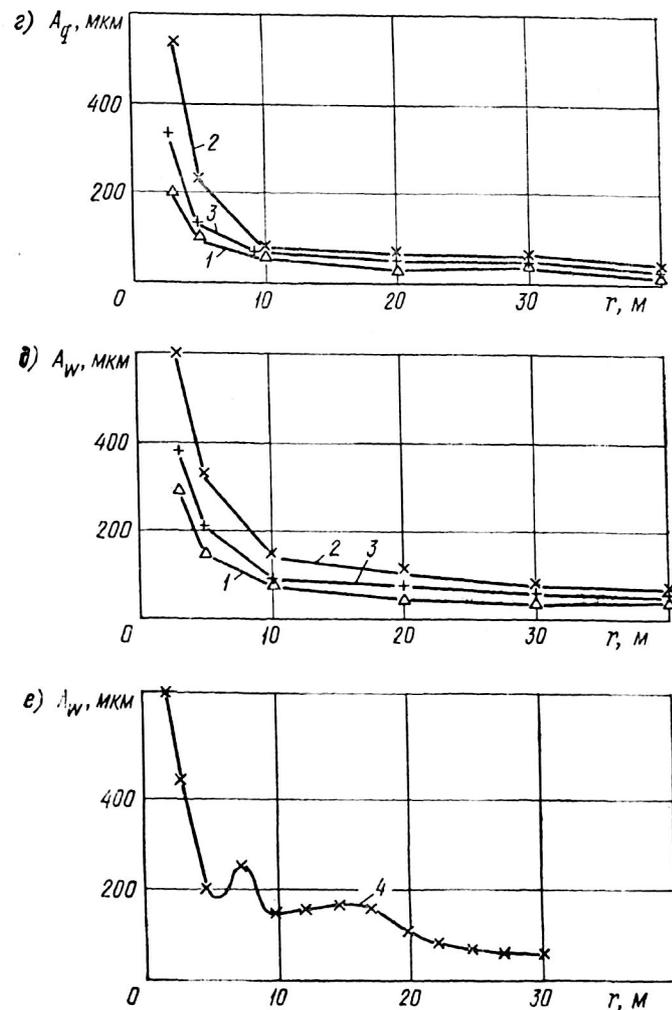


Рис. 29. Зависимости амплитуд горизонтальной A_q и вертикальной A_w составляющих смещений поверхности грунта от расстояния r до свай

a — площадка № 8; *б* — то же, № 24; *в* — № 9; 1 — глубина погружения свай 3 м; 2 — то же, 4 м; 3 — 5 м; 4 — 17 м; *г*, *д* — площадка № 11; *е* — то же, № 14; 1 — глубина погружения свай 2 м; 2 — то же, 3,5 м; 3 — 6,5 м; 4 — 3,15 м
Высота падения молота на площадке № 9 составляла 3 м, на остальных — 1 ÷ 1,5 м

В гл. II было показано, что для линейного источника характерна неизменная форма смещений при изменении глубины погружения. Если обратиться к рис. 23, можно видеть, что при изменении глубины погружения свай смещения хотя и претерпевают изменения, но не столь существенные, как в случае точечного источника в полупространстве (см. рис. 6, б). Это еще раз подтверждает, что максимальные смещения грунта вызываются преимущественно волнами, распространяющимися от боковой



поверхности свай. Исключение составляют случаи, когда свая имеет близкие к нулю остаточные отказы при забивке в песчаные грунты.

4. Зависимость смещений грунта от расстояния до источника колебаний

В идеально упругом однородном изотропном полупространстве вид и характер колебаний, возникающих от линейного источника при воздействии, зависящем от времени как δ -функция Дирака, от расстояния не зависит (см. рис. 6, а). Амплитуды смещений убывают с увеличением расстояния как $1/r^2$, где

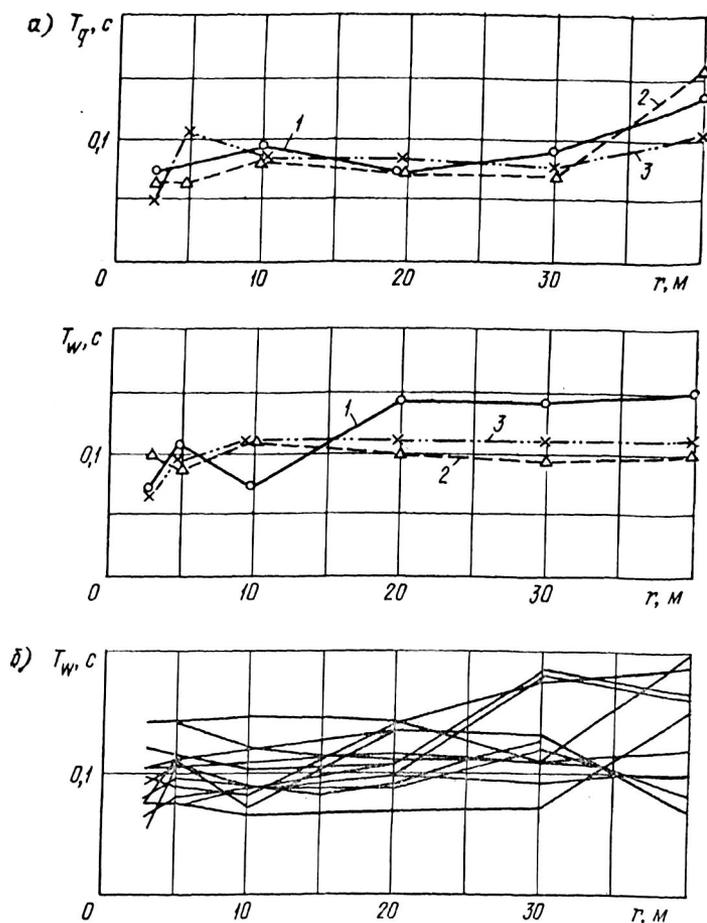


Рис. 30. Результаты регистрации преобладающих периодов горизонтальной T_q и вертикальной T_w составляющих смещений поверхности грунта от расстояния r до свай на площадке № 11

a — выборочная регистрация; 1 — глубина погружения свай 2 м; 2 — то же, 3,5 м; 3 — 6,5 м; b — полная регистрация при разных глубинах погружения

$0,4 < n < 1,0$. Для немгновенного воздействия $f(t)$ в полупространстве наблюдается трансформация импульса с изменением расстояния (см. рис. 11). В грунте вследствие его слоистости, неоднородности и неидеальной упругости характер распространения еще более сложен. На разных площадках изменение параметров колебаний с расстоянием может происходить различно. На некоторых из них наблюдается быстрое затухание амплитуд смещений с расстоянием, на других, наоборот, амплитуды смещений уменьшаются достаточно медленно (рис. 29, a). Чем боль-

ше датчиков расставлено по профилю, тем более явственнее проявляются характерные особенности площадки и закономерности изменения параметров колебаний в зависимости от расстояния. Почти всегда можно обнаружить немонотонный характер изменения амплитуд смещений с расстоянием (рис. 29, b и v).

Преобладающие периоды колебаний также изменяются с расстоянием, причем на интересующих нас расстояниях до 30—40 м они могут иметь разнообразный характер даже на одной и той же площадке при разной глубине погружения свай (рис. 30), в целом несколько увеличиваясь с расстоянием. Вследствие этого функциональный вид зависимостей от расстояния параметров колебаний грунта в общем случае может служить лишь для грубой их оценки, дающей представление о порядке их значений или об уровне, который они не должны превышать.

Изменение амплитуд смещений с увеличением расстояния от забиваемой свай приблизительно можно описать формулой Б. Б. Голицына

$$A_u = A_{u_0} (r_0/r)^{1/2} e^{-\delta_u (r-r_0)}, \quad (77)$$

где A_u и A_{u_0} — амплитуды горизонтальной ($u = q$) или вертикальной ($u = w$) составляющих смещений грунта на расстояниях соответственно r и r_0 ; δ_u — коэффициент затухания колебаний.

Формула (77) получена из предположения, что от источника распространяются цилиндрические или сходящие с ними волны, у которых потеря энергии происходит за счет их расхождения (учитывается членом $(r/r_0)^{1/2}$) и за счет поглощения энергии грунтом (учитывается членом $e^{-\delta_u (r-r_0)}$).

Исходя из этой формулы, среду можно представить в виде однородного изотропного материала, обладающего свойством поглощения. Для того чтобы пользоваться формулой (77), требуется знать амплитуды A_{u_0} смещений грунта на расстоянии r_0 от источника и коэффициент δ_u поглощения энергии колебаний грунтом.

Применение формулы (77) для описания затухания колебаний с возрастанием расстояния в натуральных условиях для сугубо ориентировочных расчетов оказывается вполне приемлемым, однако отмеченные выше характерные особенности распространения колебаний на каждой площадке этой формулой не могут быть учтены.

5. Зависимость смещений грунта от высоты падения и массы молота

В условиях производственной забивки свай молотами свободного падения высота падения молота является единственным легко регулируемым параметром. Выбирая ее, машинист копровой установки добивается того, чтобы не разрушилась голова свай и чтобы обеспечивалось эффективное погружение. Обычно

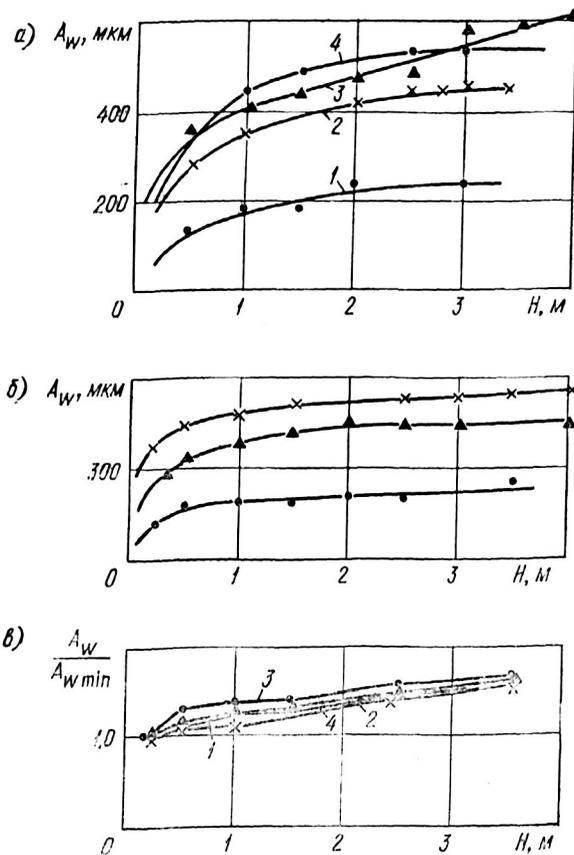


Рис. 31. Зависимости амплитуд смещений поверхности грунта от высоты падения молота H и расстояния r до свай

a — площадка № 8, $r = 3$ м; 1 — глубина погружения свай 0,5 м; 2 — то же, 5,5 м; 3 — 10,5 м; b — площадка № 11, $r = 3$ м; 1 — глубина погружения свай 1,0 м; 2 — то же, 5,5 м; 3 — 11,0 м; v — площадка № 11, $h_{п} = 5,5$ м; 1 — расстояние до свай 3 м; 2 — то же, 5 м; 3 — 10 м; 4 — 20 м

высота падения принимается равной 1,0—1,5 м, иногда доводится до 2,0 м. Влияние высоты падения молота на параметры колебаний грунта при забивке, как правило, не принимается во внимание. Между тем, этот фактор может стать одним из основных при регулировании параметров колебаний грунта на строительных площадках.

На рис. 31 в качестве примера приведены графики изменения амплитуд составляющих смещений поверхности грунта в зависимости от высоты падения молота на площадках № 1 и 5.

Эти графики можно аппроксимировать степенной зависимостью вида

$$A_u = k_u H^{n_u}, \quad (78)$$

где A_u — амплитуда рассматриваемой компоненты смещений, мкм; $u = q$ или w ; H — высота падения молота, м; k_u и n_u — параметры, зависящие от грунтовых условий, поперечных размеров свай и массы молота; кроме того, k_u зависит от глубины погружения свай и расстояния от свай до точки, в которой определяется амплитуда смещения.

Показатель степени n_u для разных грунтовых условий принимает значения в пределах 0,2—0,4, а параметр k_u — в пределах $5 \times 10^{-2} - 10^2$. Широкий диапазон изменения этих параметров можно объяснить тем, что они зависят и от расстояния, и от грунтовых условий, и от глубины погружения свай. Например, для данных, приведенных на рис. 31 установлено, что $n_w = 0,2$, а k_w изменяется от 0,08 до 55.

Ни в натуральных наблюдениях, ни в экспериментах [18, 19, 37] не было отмечено заметного влияния высоты падения молота на преобладающие периоды колебаний, если при этом не происходило изменения глубины погружения свай. Эти наблюдения совпадают с полученными из опытов, проводившихся геофизиками с грузами, сбрасываемыми на поверхность грунта: преобладающие периоды смещений грунта практически не изменялись при изменении высоты падения груза.

На строительной площадке, как правило, влияние массы молота на параметры колебаний грунта наблюдать не удается. Для обеспечения погружения свай массу молота по СНиП [52] выбирают такой, чтобы его энергия удара была не меньше необходимой минимальной энергии, определяемой через несущую способность свай. Таким образом, масса молота на каждой площадке строительства оказывается постоянной, выбранной заранее в зависимости от грунтовых условий, а также материала и размеров свай (учитываются несущей способностью и условиями выбора молота). Однако, очевидно, что в пределах возможного изменения массы молота с увеличением массы возрастает энергия его удара, а вместе с ней и энергия упругих колебаний грунта. На строительных площадках, где использовались молоты меньшей массы, интенсивность колебаний грунта оказывалась меньше.

В опытах на мелкомасштабных моделях и в крупномасштабных экспериментах установлено, что изменение энергии удара за счет изменения массы молота приводит к результатам, отличным от результатов, получаемых при изменении ее за счет изменения высоты падения. Можно принять степенную зависимость между амплитудами смещений грунта при колебаниях и массой молота, используемого при забивке:

$$A_u = k_u m^{n_u}, \quad (79)$$

где A_u — амплитуда горизонтальной q или вертикальной w составляющей смещений; k_u и n_u — параметры, из которых n_u может быть принят равным 0,5, а k_u зависит от глубины погружения и размеров забиваемой свай, расстояния до нее, высоты падения молота и грунтовых условий площадки строительства.

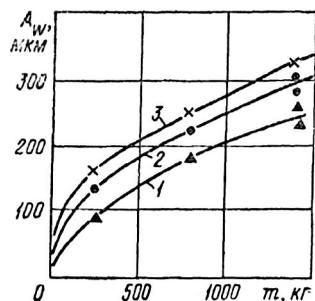


Рис. 32. Зависимости амплитуд вертикальной составляющей смещений A_w поверхности грунта от массы молота m при забивке опытной сваи в грунт естественного сложения
1 — высота падения молота 0,5 м; 2 — то же, 1 м; 3 — 1,5 м

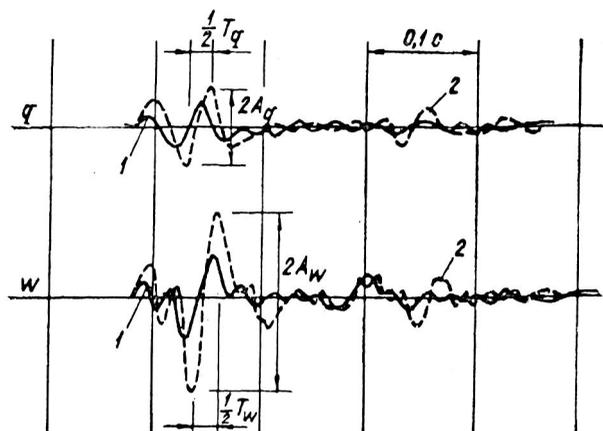


Рис. 33. Осциллограммы горизонтальных $q(t)$ и вертикальных $w(t)$ составляющих смещений поверхности грунта на расстоянии 3 м от опытной сваи
1 — масса молота 0,8 т, высота подъема 2 м; 2 — то же, 1,4 т и 0,5 м

На рис. 32 приведены графики зависимостей амплитуд смещений грунта от массы молота, полученные в экспериментах, выполненных в натуральных условиях.

Следует принять во внимание, что при изменении массы молота несколько изменяется характер колебаний грунта. На рис. 33 приведены записи горизонтальной и вертикальной составляющих смещений на одной и той же опытной площадке для разных молотов при одном и том же расстоянии до сваи. При увеличении массы молота несколько увеличиваются преобладающие периоды колебаний грунта и несколько уменьшается их затухание с расстоянием [при описании затухания формулой (77) коэффициент затухания δ оказывается меньшим для молота большей массы].

6. Колебания грунта при наличии слоя сезонного промерзания

Для объяснения закономерностей изменения параметров колебаний грунта при забивке свай в мерзлый грунт существенную

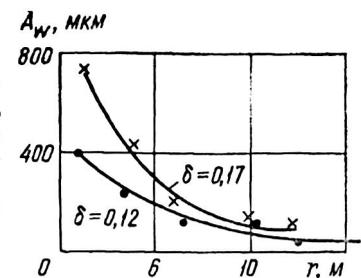


Рис. 34. Экспериментальные точки и аппроксимирующие их зависимости амплитуд A_w вертикальных смещений поверхности талого и мерзлого грунтов от расстояния r до опытной сваи

δ — коэффициент затухания колебаний в формуле (77); \times — талый грунт; \bullet — мерзлый грунт

помощь может оказать модель идеально упругого однородного изотропного полупространства. По своим физико-механическим свойствам мерзлый грунт ближе к материалу этой модели, чем этот же грунт в талом состоянии, вследствие того что при замерзании он приобретает свойства сплошности и большей однородности.

При забивке свай в мерзлый грунт следует различать по меньшей мере три различных случая забивки. В первом случае свая забивается непосредственно через слой сезонно-мерзлого грунта без дополнительных работ по пробивке слоя или устройства лидерных скважин. Такая забивка допускается в любой грунт с толщиной мерзлого слоя на нем до 0,4 м или в некоторые виды глинистых грунтов с толщиной поверхностного мерзлого слоя до 0,5 м.

Пока острый свай проходит слой мерзлого грунта, основная доля энергии удара молота переходит в энергию упругих волн и передается мерзлому слою. Последний приобретает свойства слоя-волновода, в котором колебания передаются с меньшим затуханием на более далекие расстояния (рис. 34). Амплитуды смещений на поверхности и в глубине грунта в этих случаях могут оказываться выше в 1,5 раза и более, тогда как преобладающие периоды колебаний незначительно увеличиваются по сравнению с периодами колебаний того же грунта без мерзлого слоя (при прохождении первых 1,5—2 м в грунте без мерзлого слоя наблюдаются смещения с очень небольшими амплитудами).

После прохождения острием сваи сезонно-мерзлого слоя значения амплитуд смещений на поверхности и в глубине грунтового массива несколько уменьшаются по абсолютной величине. Уменьшаются они также по сравнению с их значениями на том же самом грунте, когда сезонно-мерзлого слоя на нем нет. Это происходит вследствие того, что на деформирование твердого мерзлого слоя при прохождении волн затрачивается дополнительная энергия колебаний. В записях смещений поверхности грунта высокочастотные составляющие колебаний не проявляются, так как они интенсивно поглощаются на контакте мерзлого и талого грунтов. Такая же волновая картина наблюдается при забивке свай через слой любого твердого покрытия на поверхности грунта, например асфальта.

Когда слой сезонно-мерзлого грунта имеет толщину 0,5 м и более, требуется устройство лидерных скважин для погружения через него свай. При проходке лидерных скважин ударным способом в мерзлом слое распространяются высокочастотные колебания с малыми амплитудами, медленно затухающие при удалении от источника, чем такие же колебания в немерзлом грунте. Забивка свай через лидерную скважину сопровождается колебаниями грунта примерно того же частотного состава, что и при колебаниях талого грунта, но со значительно меньшими (в 2—3 раза и более) амплитудами.

В ряде районов Крайнего Севера нашей страны залегают высокотемпературные вечномёрзлые грунты, в которые погружение свай в летний и осенний периоды осуществляется ударным способом. В этом случае в соответствии с теорией следует ожидать, что от свай будут распространяться высокочастотные колебания с малыми амплитудами смещений, не представляющие опасности для окружающих зданий.

В целом при забивке свай на площадках, сложенных тальми грунтами с сезонно-мерзлым слоем, складывается более благоприятная обстановка с точки зрения влияния колебаний на здания, чем на площадках с тальми грунтами.

7. Распространение колебаний в глубине грунтового массива

Распространение колебаний от забиваемых свай в толще грунтового массива в настоящее время изучено недостаточно. Имеющиеся работы [21, 43] и материал экспериментальных исследований в целом дают сходные представления о характере распределения по глубине грунтовой толщи амплитуд смещений грунта при колебаниях, вызванных забивкой свай.

В работе [21] зарегистрированы максимальные амплитуды смещений на поверхности грунта и их уменьшение с увеличением глубины регистрации колебаний. Предложенная формула, описывающая эту закономерность:

$$A = A_0 e^{-\beta z}, \quad (80)$$

где A_0 и A — амплитуды смещений грунта соответственно на поверхности и на глубине z грунтового массива; β — коэффициент затухания колебаний по глубине.

Максимальные амплитуды смещений были зафиксированы на глубине 2—4 м (рис. 35) при забивке 17-метровой свай сечением 35×35 см, погружаемой молотом с массой падающей части 4,25 т на площадке реконструкции доменной печи в Новокузнецке [43]. Соответственно этому результату были предложены формулы определения амплитуд вертикальной A_w , горизонтальной радиальной A_q и горизонтальной тангенциальной A_v

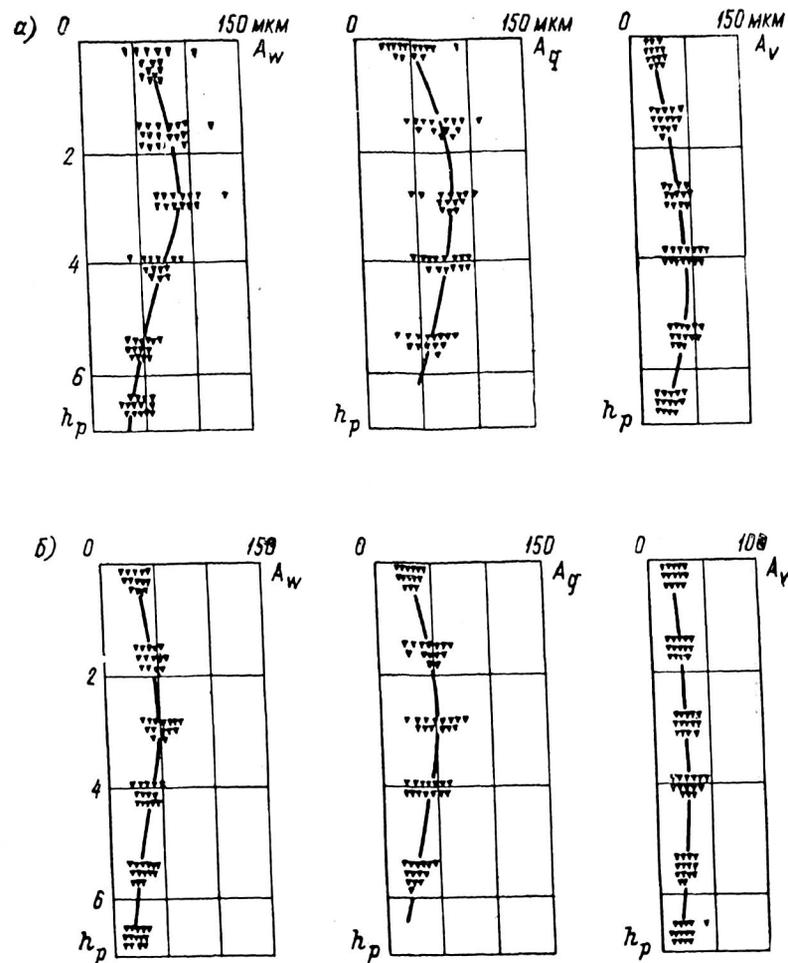


Рис. 35. Амплитуды вертикальной A_w , горизонтальной радиальной A_q и горизонтальной тангенциальной A_v составляющих смещений, зарегистрированные на глубине h_p грунтового массива

а — на расстоянии 9 м; б — то же, 18 м

составляющих смещений в зависимости от глубины z , на которой они измерялись:

$$A_w = (-0,066z^2 + 0,4z + 1) A_{0w}; \quad (81)$$

$$A_q = (-0,055z^2 + 0,38z + 1) A_{0q}; \quad (82)$$

$$A_v = (-0,03z^2 + 0,27z + 1) A_{0v}. \quad (83)$$

В экспериментальных исследованиях на мелкомасштабных моделях в плотном песчаном грунте отмечено уменьшение

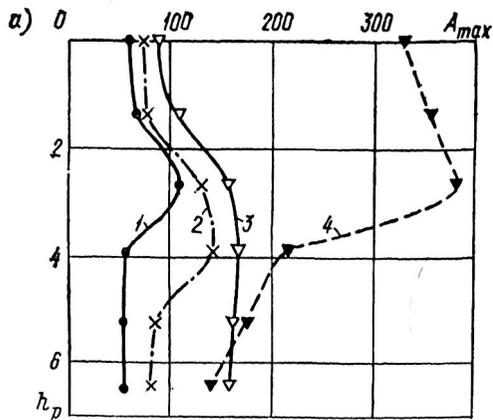
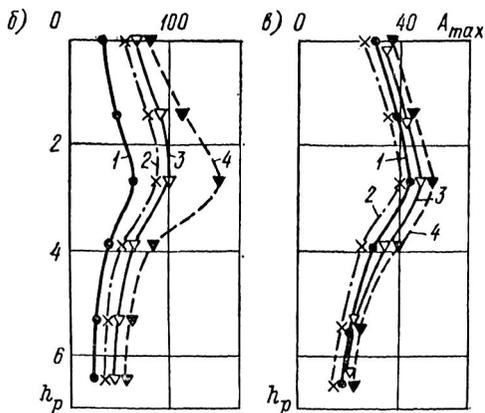


Рис. 36. Амплитуды вертикальной A_{ω} составляющей смещений, зарегистрированные на разной глубине

a — расстояние от сваи до точек регистрации 2 м; b — то же, 9 м; $в$ — то же, 18 м; 1 — глубина погружения сваи 2 м; 2 — то же, 4 м; 3 — 6 м; 4 — 17 м



амплитуд смещений с увеличением глубины заложения датчиков. В рыхлом песчаном грунте до определенной глубины наблюдалось нарастание амплитуд смещений, а затем их постепенное убывание до постоянного или близкого к постоянному значения. Максимальные амплитуды смещений в рыхлом песчаном грунте зарегистрированы на глубине, равной половине длины волны максимального размаха смещений.

В соответствии с теоретическими представлениями о распространении

волн в упругом полупространстве максимальные смещения, вызываемые рэлеевскими волнами, наблюдаются на глубине, меньшей половины длины рэлеевской волны для вертикальной составляющей смещений и примерно равной половине длины волны для горизонтальной радиальной составляющей смещений. Результаты, приведенные на рис. 35 и 36, а также полученные для мелкомасштабных моделей свай, забиваемых в рыхлый песчаный грунт, подтверждают эти представления.

На рис. 36, a кроме того, можно видеть, что на ближних к свае расстояниях максимальные амплитуды волн смещений связаны с прохождением острием сваи глубины 2—4 м, а затем при дальнейшем погружении они уменьшаются и стабилизируются. Для больших расстояний (9 и 18 м) характер распределения максимальных амплитуд смещений по глубине практически не зависит от глубины погружения свай (рис. 36, b , $в$).

Из этого можно сделать вывод, что на рассмотренной площадке на расстоянии до 2—3 м от забиваемой сваи максималь-

ные амплитуды смещения обусловлены не только поперечными и рэлеевскими волнами, но и продольными волнами, которые вызваны действием острия сваи на грунт в вертикальном направлении, а также сдвигами в горизонтальном направлении грунта, вытесненного из-под острия сваи.

8. Энергия колебаний, распространяющихся в грунте от забиваемых свай

Уровень и характер колебаний грунта, а следовательно, и окружающих зданий при забивке свай непосредственно зависят от той доли энергии удара молота, которая передается от сваи грунту и распространяется в виде упругих волн. Именно поэтому естественно то внимание, которое ряд исследователей уделял и уделяет вопросам вычисления энергии колебаний грунта, вызываемых забивкой. Представляется естественным определять энергию колебаний, передающихся от грунта зданию, и по ее уровню и характеру передачи судить об опасности колебаний для зданий.

Однако, воспроизвести все волновое поле смещений, скоростей или ускорений на отдельной площадке, будь то теоретическими или экспериментальными средствами, не представляется возможным. Следовательно, невозможно достаточно точно определить и энергию упругих колебаний, распространяющихся в грунте от забиваемой сваи, в каждом конкретном случае. Тем не менее можно дать приближенную оценку этой энергии и определить ее долю от общей энергии удара молота по свае. Наиболее подходящей для этих целей является методика расчета энергии колебаний грунта, приведенная в работе [43].

Энергия колебаний грунта определяется как для цилиндрической волны с изменяющейся по глубине амплитудой смещений. Отыскав теоретически или экспериментально зависимость амплитуд смещения грунта от глубины, на которой они определяются, всю колеблющуюся толщу грунта разбивают на слои толщиной Δh , принимая, что в пределах каждого слоя амплитуды смещений грунта одинаковые. Энергия колебаний j -го слоя грунта толщиной Δh определяется по формуле:

$$\Delta E_j = \pi r v_{\phi} \rho_j \sum_{l=1}^L (A_{lj}/T_{lj})^2 t_{lj} \Delta h_j, \quad (84)$$

где r — расстояние от сваи до пункта измерения; v_{ϕ} — скорость распространения волны (фазы максимального размаха); ρ_j — плотность грунта; L_j — число отклонений записи смещений от нулевой линии сейсмограммы; A_j — амплитуда смещения по сейсмограмме в l -м отклонении; T_j — период колебания, определенный по полупериоду l -го колебания; t_j — время полупериода l -го колебания.

Энергия i -й компоненты вектора смещений равна:

$$E_i = \sum_{l=1}^n \Delta E_l. \quad (85)$$

где n — число слоев толщиной Δh до глубины затухания h_i .

Общая энергия колебаний равна сумме энергий трех компонент колебаний:

$$E = E_q + E_v + E_w. \quad (86)$$

Для упрощения расчета примем постоянными следующие параметры: ρ_j — плотность грунта в пределах слоя, в котором распространяется волна; $v_{\phi j}$ — скорость распространения фазы; T_j — период максимума амплитуд смещений грунта в j -м слое. Тогда энергия i -й компоненты смещений определится выражением:

$$E_i = \pi r v_{\phi} \rho \sum_1^L \sum_0^n (A_i/T_i)^2 t \Delta l$$

или

$$E_i \approx \pi r v_{\phi} \rho \sum_1^L \int_0^l (A_i/T_i)^2 t dl. \quad (87)$$

Подставив в выражение (87) значения амплитуд смещений по формулам (81) — (83) и проинтегрировав амплитуды смещений до глубины, где происходит затухание амплитуд колебаний до пренебрежимо малой величины, получим выражение для подсчета энергии вертикальной и горизонтальных компонент смещений для условий конкретной площадки:

$$E_w = 6,3 \pi r v_{\phi} \rho \sum_1^{L_w} \frac{A_{0w}^2}{T_w^2} t_w; \quad (88)$$

$$E_q = 8,5 \pi r v_{\phi} \rho \sum_1^{L_q} \frac{A_{0q}^2}{T_q^2} t_q; \quad (89)$$

$$E_v = 9 \pi r v_{\phi} \rho \sum_1^{L_v} \frac{A_{0v}^2}{T_v^2} t_v. \quad (90)$$

Общая энергия колебаний грунта на расстоянии от свай определялась по формуле

$$E = \pi r v_{\phi} \rho \left(6,3 \sum_1^{L_w} \frac{A_{0w}^2}{T_w^2} t_w + 8,5 \sum_1^{L_q} \frac{A_{0q}^2}{T_q^2} t_q + 9 \sum_1^{L_v} \frac{A_{0v}^2}{T_v^2} t_v \right). \quad (91)$$

На рис. 37 представлены графики энергии колебаний, рассчитанной в соответствии с выражением (91) по результатам измерений на расстояниях 6 и 23 м от свай. Железобетонную сваю длиной 8 м и сечением 30 × 30 см погружали молотом с массой падающих частей 4,25 т при высоте подъема ударной части 1 м. Энергия колебаний грунта на расстоянии 6 м от свай составила 2,7 кДж, а на расстоянии 23 м — 2,4 кДж. Как видно, в пределах практически интересующих расстояний разброс величин энергии незначителен.

Известно, что между тремя типами волн энергия распределяется следующим образом: на долю продольной волны приходится 7, поперечной — 26 и поверхностной 67 % общей энергии. Энергия первых двух пиков смещений, зарегистрированных вблизи свай, составляла 85 % от энергии колебаний грунта, вызванных ударом молота по свае (рис. 37, а). Это объясняется тем, что вблизи источника продольная, поперечная и поверхностная волны еще не разделяются. На расстоянии 23 м от свай волны успевают разделиться — энергия, соответствующая первым двум пикам смещений, равна 27 % от общей энергии грунта. Энергия колебаний за полупериод, соответствующая третьему пику, наибольшая — 48 %.

Расчеты энергии колебаний грунта, выполненные по формуле (91) и представленные на рис. 37, показали, что в начальной стадии погружения свай в грунт передается незначительная часть общей энергии. Основная ее доля расходуется на перемещение свай в грунте. С увеличением глубины погружения свай увеличивается количество энергии, передаваемой в грунт. Так, при энергии молота свободного падения 42,5 кДж в начале забивки свай энергия колебаний грунта составляла 750 Дж, а при забивке свай на глубину 6,8 м — 2,8 кДж (рис. 38), т. е. в начале забивки энергия, расходуемая на колебания грунта, составила 1,7 % от всей энергии молота, а в конце забивки — 6,5.

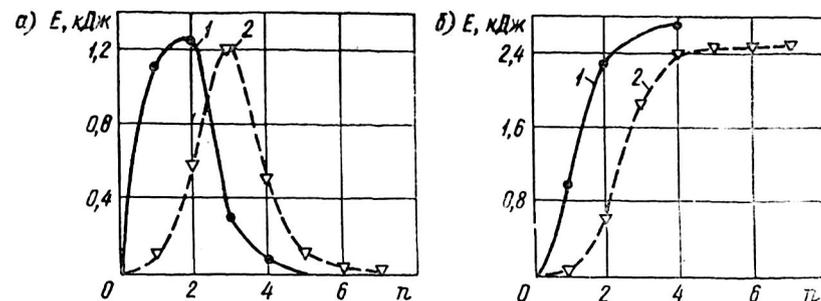


Рис. 37. Результаты расчетов энергии колебаний грунта по замерам на площадке № 2

а — энергия колебаний грунта за половину периода колебаний; б — то же, от одного удара молота; 1 — расстояние от свай до точек регистрации 6 м; 2 — то же, 23 м

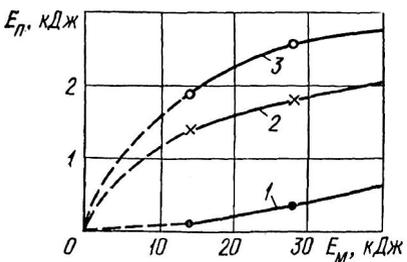
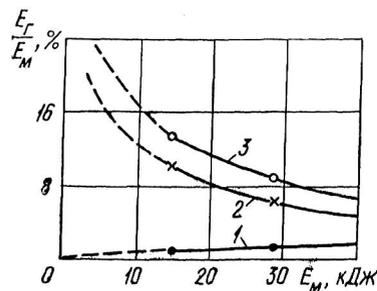


Рис. 38. Зависимость энергии колебаний грунта от энергии молота при изменении высоты подъема молота
1 — глубина погружения свай 3 м; 2 — то же, 5 м; 3 — то же, 6,8 м на площадке № 2



(рис. 38, б). В конце же погружения свай при энергии молота 14,2 кДж почти 13,5 % всей энергии расходовалось на колебания грунта. Увеличение энергии молота до 42,5 кДж за счет увеличения высоты подъема ударной части привело к небольшому увеличению энергии колебаний грунта, но к уменьшению процента общей энергии, расходуемой на колебания. В этом случае только 7 % энергии расходовалось на колебания грунта. Отсюда следует, что эффективность погружения повышается с увеличением высоты падения молота.

На другой площадке получен подобный же результат. Увеличение энергии молота за счет высоты подъема его ударной части в 5 раз привело к увеличению энергии колебаний грунта в конце забивки свай от 2,2 до 2,6 кДж, но количество энергии, расходуемой на колебания, уменьшилось с 40 до 10 % от общей энергии. Максимальные значения амплитуд смещений грунта при этом увеличивались на 10—20 %.

Из анализа полученных результатов следует вывод: в том случае, когда уровень колебаний грунта не превышает предельно допустимых значений с точки зрения опасности для зданий, свай следует погружать ударами при максимально возможной высоте подъема ударной части молота, определяемой прочностными характеристиками молота и свай. В этом случае будет сокращено время и уменьшены трудозатраты на погружение свай.

Количество энергии, расходуемой в грунте в виде упругих волн, зависит от энергии молота и соответственно от высоты подъема ударной части молота. В начале и конце забивки сваи зависимость энергии колебаний грунта от энергии молота различна. Так, в начале забивки сваи при увеличении энергии молота от 14,2 до 42,5 кДж доля энергии, расходуемая на колебания грунта, увеличилась от 1,0 до 1,7 % от всей энергии молота

ИЗУЧЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ КОЛЕБАНИЙ ГРУНТА НА МЕЛКОМАСШТАБНЫХ МОДЕЛЯХ

1. Постановка задачи и условия моделирования

В решении многих задач динамики грунтов незаменимым оказывается метод физического моделирования [10, 53]. В таких случаях создается физическая модель рассматриваемого процесса, которая изучается в отношении интересующих исследователя закономерностей, а полученные данные переносятся потом на природу и на ней проверяются. Трудности в создании модели возникают, когда требуется выбирать масштабы геометрического подобия, удобные для работы с моделью, и связанные с ним масштабы физических величин, оказывающих влияние на рассматриваемый процесс.

При изменении геометрических размеров тел, на которых изучается процесс, может сказаться так называемый «масштабный эффект», когда закономерности, несущественные в натуре, оказываются существенными на модели. Наиболее строго бывает обосновано применение модели в случае, когда имеется математическое описание исследуемого явления или процесса. Тогда известен полный перечень факторов, влияющих на процесс, легко выводятся критерии подобия и соотношения между масштабными коэффициентами входящих в уравнения физических величин. Если удастся подобрать материалы, характеристики которых удовлетворяют условиям подобия, результаты исследований на моделях, перенесенные на природу, дают количественное описание процессов, протекающих в натуре.

Гораздо чаще математическое описание процесса неполно или вовсе отсутствует, поэтому часть недостающих величин, влияющих на процесс, приходится включать в критериальные соотношения исходя из интуитивных представлений о процессе.

В настоящей главе приведено описание постановки задачи и исследования на мелкомасштабных моделях процесса образования и распространения волн в грунтах. Результаты этого исследования прояснили ряд положений о влиянии параметров источника и грунтовых условий на колебания грунта при забивке свай. Они вошли составной частью в рекомендации по прогнозированию параметров колебаний грунта, вызываемых забивкой, а также по снижению влияния колебаний на здания. Наиболее существенным практическим результатом, полученным на мелкомасштабных моделях, является установление линейной зависимости между усилиями в голове свай и максимальными амплитудами смещений грунта при колебаниях (описана ниже). На

основе этой зависимости разработана методика прогнозирования параметров колебаний грунта при забивке.

Весь процесс образования и распространения колебаний в грунте от начала удара молота по свае можно разделить на три частично накладывающихся процесса: 1) соударение, при котором происходит передача усилий от молота свае; 2) распространение волн в свае, ее перемещение в грунте и передача энергии колебаний грунту; 3) распространение волн в грунте. Упрощенные математические модели каждого из этих процессов существуют, но объединение их в одной задаче так, чтобы решения одной части задачи являлись начальными и граничными условиями другой, в настоящее время не представляется возможным, поэтому при выводе критериев подобия приходится ограничиваться наиболее важной для данного случая частью задачи о распространении волн в грунтах, математическое описание которой дано в гл. II.

Допустим, что процесс распространения колебаний в грунте описывается математически как распространение волн в идеально упругой слонистой среде с плоскопараллельными границами раздела, а источник, представляющий собой линию действия сил, перпендикулярную этим границам, во время удара не перемещается. Предположим также, что в пределах каждого слоя среда идеально упругая, однородная, изотропная и упругие характеристики и плотности могут меняться лишь при переходе из одного слоя в другой.

Для осесимметричного источника уравнения движения слонистой среды в потенциалах в цилиндрической системе координат имеют вид [13]:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 \varphi_s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \varphi_s}{\partial r} + \frac{\partial^2 \varphi_s}{\partial z^2} &= \frac{1}{a_s^2} \frac{\partial^2 \varphi_s}{\partial t^2}; \\ \frac{\partial^2 \psi_s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \psi_s}{\partial r} + \frac{\psi_s}{r} + \frac{\partial^2 \psi_s}{\partial z^2} &= \frac{1}{b_s^2} \frac{\partial^2 \psi_s}{\partial t^2}, \end{aligned} \right\} \quad (92)$$

где φ_s и ψ_s — потенциалы соответственно продольных и поперечных волн в s -м слое; $a_s = \sqrt{(\lambda_s + \mu_s)/\rho_s}$ и $b_s = \sqrt{\mu_s/\rho_s}$ — скорости продольных и поперечных волн в s -м слое; λ_s и μ_s — упругие постоянные Ламе; ρ_s — плотность s -го слоя; t — время.

Соотношения между горизонтальной $q_s(t)$ и вертикальной $w_s(t)$ компонентами вектора смещений u_s и потенциалами φ_s и ψ_s в s -м слое выражается формулами:

$$\left. \begin{aligned} q_s &= \partial \varphi_s / \partial r - \partial \psi_s / \partial z; \\ w_s &= \partial \varphi_s / \partial z + \partial \psi_s / \partial r + \psi_s / r; \\ u_s &= q_s r + w_s k. \end{aligned} \right\} \quad (93)$$

где \bar{r} и \bar{k} — орты цилиндрической системы координат.

Начальные условия задачи:

$$\varphi_s|_{t=0} = \psi_s|_{t=0} = \frac{\partial \varphi_s}{\partial t} \Big|_{t=0} = \frac{\partial \psi_s}{\partial t} \Big|_{t=0} = 0. \quad (94)$$

Возмущающее воздействие в источнике описывается выражением:

$$\bar{\sigma}_s(t)|_{t \geq 0} = \bar{\sigma}_0(t) \quad (95)$$

где $\bar{\sigma}_s(t)$ и $\bar{\sigma}_0(t)$ — векторы нормальных напряжений на площадках, параллельных границам раздела.

Условия на границах слоев при жестком контакте между ними:

$$\bar{\sigma}_s(t) = \bar{\sigma}_{s+1}(t); \quad \dot{u}_s(t) = \dot{u}_{s+1}(t). \quad (96)$$

Для однозначности решения запишем одно из уравнений связи между напряжениями и деформациями (закон Гука) для s -го слоя, например для нормальных напряжений:

$$\bar{\sigma}_{iis} = \rho_s \left[(a_s^2 - 2b_s^2) \theta_s + 2b_s^2 \epsilon_{jjs} \right], \quad (97)$$

где $\theta_s = \partial q_s / \partial r + q_s / r + \partial w_s / \partial z$; $\epsilon_{jjs} = \partial q_s / \partial r$, или $\epsilon = \partial w_s / \partial z$

и одно из соотношений между смещениями и деформациями, например,

$$\epsilon_{rrs} = \frac{\partial q_s}{\partial r}. \quad (98)$$

Выражения (97), (98) описывают процесс распространения волн в рассмотренных условиях. Введя коэффициенты подобия для всех размерных величин как отношения их значений в натуре к значениям в модели и подставив эти коэффициенты в указанные ниже уравнения, получим следующие индикаторы подобия:

из уравнения (92)

$$\alpha_\varphi^2 / \alpha_l^2 = \alpha_\varphi^2 / (\alpha_a^2 \alpha_l^2), \quad \text{или} \quad \alpha_l / (\alpha_a \alpha_l) = 1; \quad (99)$$

$$\alpha_\psi^2 / \alpha_l^2 = \alpha_\psi^2 / (\alpha_b^2 \alpha_l^2), \quad \text{или} \quad \alpha_l / (\alpha_b \alpha_l) = 1. \quad (100)$$

и из (99) и (100)

$$\alpha_a = \alpha_b; \quad (101)$$

из уравнения (95)

$$\alpha_\sigma = \alpha_{\sigma_0}, \quad \text{или} \quad \alpha_\sigma = \alpha_{\sigma_0} = 1; \quad (102)$$

из уравнений (96)

$$\alpha_{\sigma_s} = \alpha_{\sigma_{s+1}}, \quad \text{или} \quad \alpha_{\sigma_s} / \alpha_{\sigma_{s+1}} = 1; \quad (103)$$

$$\alpha_{\mu_s} = \alpha_{\mu_{s+1}}, \quad \text{или} \quad \alpha_{\mu_s} / \alpha_{\mu_{s+1}} = 1; \quad (103a)$$

из уравнений (97) и (98)

$$\alpha_\rho = \alpha_\rho \alpha_a^2 \alpha_\mu / \alpha_l = \alpha_\rho \alpha_b^2 \alpha_\mu / \alpha_l = \alpha_\rho \alpha_b^2 \alpha_l \quad (104)$$

или

$$\alpha_\sigma / (\alpha_\rho \alpha_a^2) \cdot \alpha_\mu / \alpha_l = 1; \quad (105)$$

$$\alpha_\rho = \alpha_\mu / \alpha_l \quad \text{или} \quad \alpha_\rho \alpha_l / \alpha_\mu = 1. \quad (106)$$

Если грунты модели и оригинала совпадают ($\alpha_p = 1$, $\alpha_a = \alpha_b = 1$), то из соотношения (99) следует, что $\alpha_t = \alpha_l$, т. е. временной и линейный масштабы оказываются одинаковыми.

Из формул (99) — (103) видно, что масштаб смещений α_u не зависит от линейного масштаба α_l . При этом необходимо только, чтобы масштаб этих смещений совпадал с масштабом начальных смещений α_{u_0} , что и следует из выражений (102) и (106):

$$\alpha_{\sigma} = \alpha_{\varepsilon} \alpha_u / \alpha_l; \quad \alpha_{\sigma_0} = \alpha_{u_0} / \alpha_l, \quad (107)$$

откуда $\alpha_{\sigma} / \alpha_{\sigma_0} = \alpha_u / \alpha_{u_0} = 1$.

Из соотношений (99) — (105) получим критерии подобия:

$$l/at = \text{idem} \quad \text{и} \quad l/bt = \text{idem}; \quad (108)$$

$$\sigma/\rho a^2 \cdot l/u = \text{idem} \quad \text{и} \quad \sigma/\rho b^2 \cdot l/u = \text{idem}; \quad (109)$$

$$u/u_0 = \text{idem}, \quad (110)$$

которые составлены только из части влияющих на процесс физических величин. Это, очевидно, и должно быть так, поскольку они выведены из уравнений частной задачи о распространении волны в слоистой среде.

Критерии подобия, составленные из остальных величин, оказывающих влияние на процесс образования и распространения волны, были получены исходя из условия, чтобы они не противоречили выведенным критериям (108) — (110).

В качестве основных единиц измерения физических величин можно использовать длину полуволны $\lambda/2$, распространяющейся от сваи по поверхности грунта с максимальной амплитудой (скорость распространения полуволны v_{ϕ} и плотность грунта верхнего слоя ρ_0).

Все переменные, влияющие на процесс образования и распространения волн от забиваемых свай, перечислены в выражениях (111) и (112). Их критериальные соотношения получены с помощью анализа размерностей [53] с учетом размерностей выбранных основных физических величин.

Уравнения, описывающие зависимости параметров колебаний верхнего слоя грунта ($s = 0$) от критериев подобия, имеют следующий вид:

$$2A_{\nu} v_{\phi}^{\nu} \lambda^{-\nu+1} = f_{1\nu}(\bar{J}, \bar{t}_n, \bar{m}, \bar{H}, \bar{h}_n, \bar{l}_{cb}, \bar{d}, \bar{r}, \bar{z}, \bar{\delta}); \quad (111)$$

$$2T_{\nu} v_{\phi} / \lambda = f_{2\nu}(\bar{J}, \bar{t}_n, \bar{m}, \bar{H}, \bar{h}_n, \bar{l}_{cb}, \bar{d}, \bar{r}, \bar{z}, \bar{\delta}), \quad (112)$$

где

$$\bar{J} = 8J / (\rho_0 v_{\phi} \lambda^3); \quad \bar{t}_n = 2t_n v_{\phi} / \lambda;$$

$$\bar{m} = 8m / (\rho_0 \lambda^3); \quad \bar{h}_n = 2h_n / \lambda;$$

$$\bar{H} = 2H / \lambda; \quad \bar{d} = 2d / \lambda; \quad \bar{l}_{cb} = 2l_{cb} / \lambda; \quad \bar{r} = 2r / \lambda;$$

$$\bar{z} = 2z / \lambda; \quad \bar{\delta} = \delta \lambda / 2;$$

здесь J — импульс силы, действующей на голову сваи; t_n — время действия импульса силы; h_n — глубина погружения сваи; d — диаметр сваи; r и z — соответственно радиальное расстояние от источника и глубина от дневной

поверхности до места регистрации колебаний; δ — коэффициент затухания колебаний в грунте; m — масса молота; H — высота его падения.

При $\nu = 0, 1$ или 2 формулы (111) и (112) определяют соответственно смещения, скорости или ускорения движения грунта при колебаниях.

В задачах линейной динамической теории упругости, в частности в уравнениях (92) — (98), смещения, скорости, ускорения при колебаниях упругой среды пропорциональны импульсу усилий (или напряжений) в источнике. Что же касается образования и распространения волны в грунте при забивке свай, то характер зависимости между параметрами колебаний и импульсным воздействием на грунт требует выяснения, так как в зоне, примыкающей к свае, он из упругой стадии работы переходит в пластическую. Вследствие того, что измерить это воздействие на грунт в процессе удара молота о сваю практически невозможно, определялась косвенно характеризующая его величина — импульс силы, действующей на голову сваи.

Влияние слоистости среды на параметры колебаний учитывается критериями подобия:

$$\rho_s / \rho_0; \quad 2H_s / \lambda; \quad a_s / v_{\phi}; \quad b_s / v_{\phi}, \quad (113)$$

где H_s — толщина s -го слоя.

2. Оборудование, аппаратура и методика исследований

Для забивки модели сваи в грунт была разработана и изготовлена копровая установка с предельной высотой падения молота в начале погружения 60 см. Массы молотов выбирались равными 1,9; 2,4; 3,7; 5,0 и 7,7 кг, причем первые три, исходя из условия, что соотношение масс молота и сваи равно принятому в производственных условиях.

В качестве материала модели свай было выбрано дерево, так как оно удобно для изготовления моделей, геометрически подобных натурным сваям, а его деформативные свойства обеспечивают приближенное подобие деформаций модели и сваи и надежное измерение усилий в различных сечениях сваи с помощью тензорезисторов.

Одна из моделей сваи представляла собой дубовый брусок сечением 30×30 мм длиной 120 см, остальные — деревянные цилиндрические стержни диаметрами 20, 30 и 40 мм, длиной 120 см и диаметром 30 мм, длиной 30 и 60 см.

В опытах регистрировались усилия, действующие на головы свай, усилия в среднем и нижнем сечениях призматической сваи, отказы свай и параметры колебаний грунта, распространявшихся от свай.

Для измерения усилий в верхней (10 см от верхнего торца сваи), средней и нижней (10 см от острия сваи) частях сваи

сечением 30 × 30 мм на каждой из двух противоположных ее граней наклеили по два датчика (рабочий и компенсационный), для того чтобы избежать влияния продольного изгиба свай на измерения. В цилиндрических сваях измерялись усилия только в верхнем сечении свай.

В качестве датчиков усилий использовались тензорезисторы с базой 20 мм и сопротивлением 200 Ом, соединенные по полумостовой схеме. Рабочие датчики наклеивались параллельно продольной оси свай и включались последовательно в рабочее плечо полумоста, компенсационные наклеивались перпендикулярно продольной оси свай и включались последовательно в компенсационное плечо. Сигнал рассогласования для призматической свай с полумоста подавался на тензометрический усилитель УТ-4 и далее после усиления — на регистрирующий прибор, в качестве которого использовался шлейфный осциллограф ИО04.

В опытах использовали комплект виброизмерительной аппаратуры ВИ6-5МА, аппаратуру для измерения вибраций ВА-2, датчики И001 для измерений смещений и скоростей смещений грунта при колебаниях. Использование графиков рис. 20, а, а также номограмм из работы [33] позволяло восстановить без искажений амплитудные значения смещений и скоростей смещений.

Отказы свай измерялись датчиком перемещений ДП-3 из комплекта виброизмерительной аппаратуры ВИ6-5МА, ускорения при колебаниях грунта — датчиками ДУ-5 из этой же аппаратуры и Д-13 из комплекта аппаратуры ВА-2.

Чтобы иметь полное представление о смещениях и скоростях смещений при колебаниях грунта, осциллограммы записей горизонтальных $q(t)$ и вертикальных $\omega(t)$ составляющих смещений и $\dot{q}(t)$ и $\dot{\omega}(t)$ скоростей смещений грунта при колебаниях получили численным интегрированием записей ускорений $\ddot{q}(t)$ и $\ddot{\omega}(t)$ на ЭВМ:

$$\dot{u}(t) = \int_0^t \ddot{u}(t) dt; \quad u(t) = \int_0^t \dot{u}(t) dt, \quad (114)$$

где $u(t)$, $\dot{u}(t)$ и $\ddot{u}(t)$ — горизонтальная или вертикальная составляющие соответственно смещений, скоростей или ускорений грунта при колебаниях.

Кроме того, на ЭВМ, пользуясь интегралом Фурье, рассчитывали амплитудно-частотные спектры ускорений $\ddot{s}(\omega)$, скоростей $\dot{s}(\omega)$ и смещений $s(\omega)$ при колебаниях, например

$$\ddot{s}(\omega) = \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} \ddot{u}(t) e^{i\omega t} dt. \quad (115)$$

и по записи усилия $P(t)$ в верхних сечениях свай определяли величину импульса силы за удар:

$$I = \int_0^T P(t) dt, \quad (116)$$

где T — продолжительность действия усилия на голову свай.

Попутно по пересчитываемым скоростям смещений было установлено, что если для пересчета использовать формулу гармонических колебаний, погрешность получаемых значений скоростей не превысит 15%. Опыты проводились на песчаных грунтах различного гранулометрического состава, плотности и влажности. Часть опытов провели на грунтах в мерзлом состоянии.

В разных сериях опытов выявляли следующее.

1. Влияние на параметры колебаний: а) расстояния от источника колебаний до места их регистрации; б) глубины заложения датчиков; в) высоты падения и массы молота; г) глубины погружения свай; д) диаметра и длины свай; е) прокладок между молотом и сваями; ж) грунтовых условий; з) ранее забитых свай и свайных полей.

2. Зависимости параметров колебаний грунта от величины импульса силы, действующей на голову свай.

3. Изменение спектрального состава колебаний в зависимости от параметров источника и грунтовых условий.

3. Обоснование достоверности результатов исследований

Результаты наблюдений параметров колебаний грунта в опытах на мелкомасштабных моделях использовались двояко: с целью обоснования применимости моделей выбранного масштаба для исследований и с целью получения новых сведений о процессе. В первом случае анализировали известные из натуральных наблюдений зависимости, во втором — искали новые, которые получить в натуральных условиях затруднительно или невозможно. При этом для обоснования применимости моделирования считалось достаточным выполнение условий приближенного подобия. Строгого выполнения условий подобия достигнуть невозможно, так как в опытах на моделях практически невозможно воспроизвести строгое подобие грунтовых условий, а выполнение критерия (111) вызывает затруднения, вследствие того, что начальные смещения задаются в зоне больших пластических и нелинейных упругих деформаций.

Тем не менее было получено вполне удовлетворительное качественное соответствие результатов опытов с данными натуральных наблюдений и крупномасштабных экспериментов. Одновременно для двух процессов — образования и распространения волн в свае и образования и распространения их в грунте — на

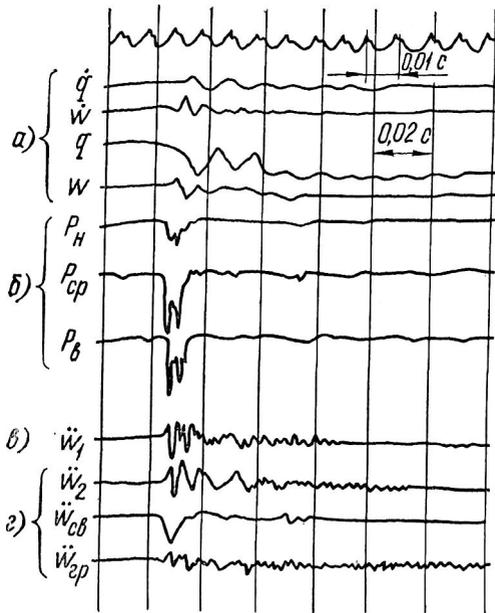


Рис. 39. Осциллограмма записей измеряемых величин в опытах на мелкомасштабных моделях

$a - q(t)$ и $w(t)$, $\dot{q}(t)$ и $\dot{w}(t)$ — соответственно горизонтальные и вертикальные составляющие смещений и скоростей смещений грунта (запись датчиками И001); $\ddot{w} - \ddot{w}$ — ускорения вертикальных колебаний поверхности грунта (запись датчиком Д-13 виброизмерительной аппаратуры ВА-2); $z - \dot{z}(t)$, $\dot{w}_{св}(t)$ и $\dot{w}_{гр}(t)$ — соответственно ускорения вертикальных колебаний поверхности грунта, сваи и грунта на глубине 10 см (запись датчиками ДУ-5 виброизмерительной аппаратуры ВИБ-5МА)

моделях получили результаты, повторяющие данные натуральных наблюдений и экспериментов, проведенных в полевых условиях. На рис. 39 приведен фрагмент осциллограммы с записью вызванных ударом молота усилий (напряжений) в верхнем, среднем и нижнем сечениях модели сваи.

На рис. 40 показаны зависимости усилий (напряжений) от массы и высоты падения молота. В качественном совпадении этих результатов с результатами натуральных наблюдений нетрудно убедиться, обратившись к многочисленным работам о напряжениях, возникающих в сваях при забивке, например к работе [7]. Попутно было отмечено явление резкого нарастания и быстрого падения сопротивления грунта по боковой поверхности погружаемой сваи в начальные моменты импульсного воздействия молота на сваю.

Приближенное подобие данным натуральных наблюдений выполнялось и при изучении на моделях параметров колебаний грунта при забивке свай. В качестве примера можно привести следующие результаты опытов. Если принять, что масштаб длин для модели сваи, имеющей поперечное сечение 30×30 мм, равен $\alpha_l = 12$, то в натуре этой модели будет соответствовать свая сечением 36×36 см и длиной 14 м. На площадке № 11 забивали сваи именно такой длины и сечением 35×35 см в глинистые грунты (супеси и суглинки), по упругим характеристикам несколько отличные от грунтов модели. Однако, несмотря на некоторое различие в грунтовых условиях, масштаб времени для

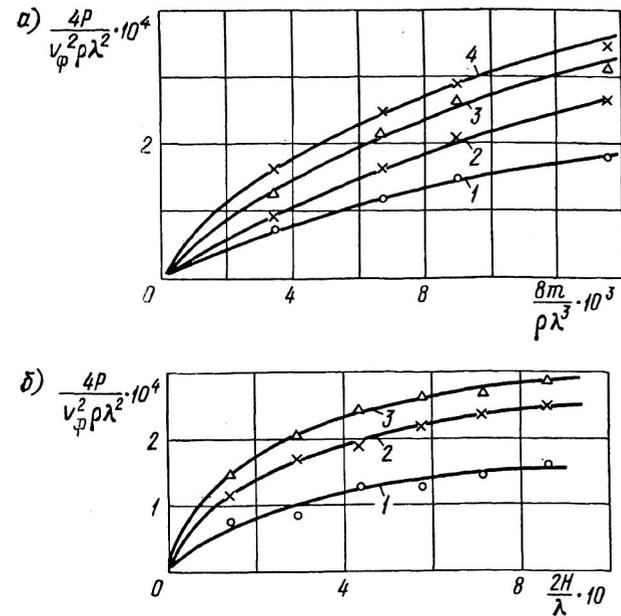


Рис. 40. Графики максимальных усилий $4P/(v_{\phi} \rho \lambda^2) \cdot 10^4$ в безразмерной форме, зарегистрированные в верхнем сечении сваи

a — зависимость от массы молота $8m/(\rho \lambda^3) \cdot 10^3$ в безразмерной форме; 1—4 — высота падения молота $2H/\lambda$ соответственно 0,14; 0,29; 0,57; 0,86; b — зависимость от высоты падения молота $(2H/\lambda) \cdot 10$; 1—3 — масса молотов $8m/(\rho \lambda^3) \cdot 10^3$ соответственно 3,5; 6,7; 9,1 v_{ϕ} — скорость распространения фазы максимального размаха смещений; ρ — плотность грунта; λ — длина волны максимального размаха

параметров колебаний, изучаемых на модели, получился примерно равен масштабу длин $\alpha_l \approx \alpha_i = 12$ (на модели преобладающие периоды изменялись в пределах $0,008 \div 0,012$ с, а в натуре — $0,08 \div 0,14$ с, что дает значения $\alpha_t = 10 \div 12$. Амплитуды смещений на поверхности грунта в сходственных точках при исследовании на моделях составляли 15—40 мкм, а в натуральных условиях — $300 \div 600$ мкм, откуда следует, что масштаб смещений $\alpha_u = 15 \div 20$ оказывается довольно близким к масштабу $\alpha_l = 12$. И это несмотря на то, что выполнения условия подобия смещений в общем случае не требуется. Сходные результаты были получены при сопоставлении данных исследований на моделях с данными других натуральных наблюдений.

Таким образом, в опытах подтверждается вывод о приближенном подобии процессов образования и распространения волн в грунтах при забивке свай в натуральных условиях и на моделях при выбранных их размерах и материалах. Примером тому служат и приведенные на рис. 41, a и b зависимости амплитуд A_w вертикальных составляющих смещений соответственно от расстояния до забиваемой сваи r и от высоты падения молота H .

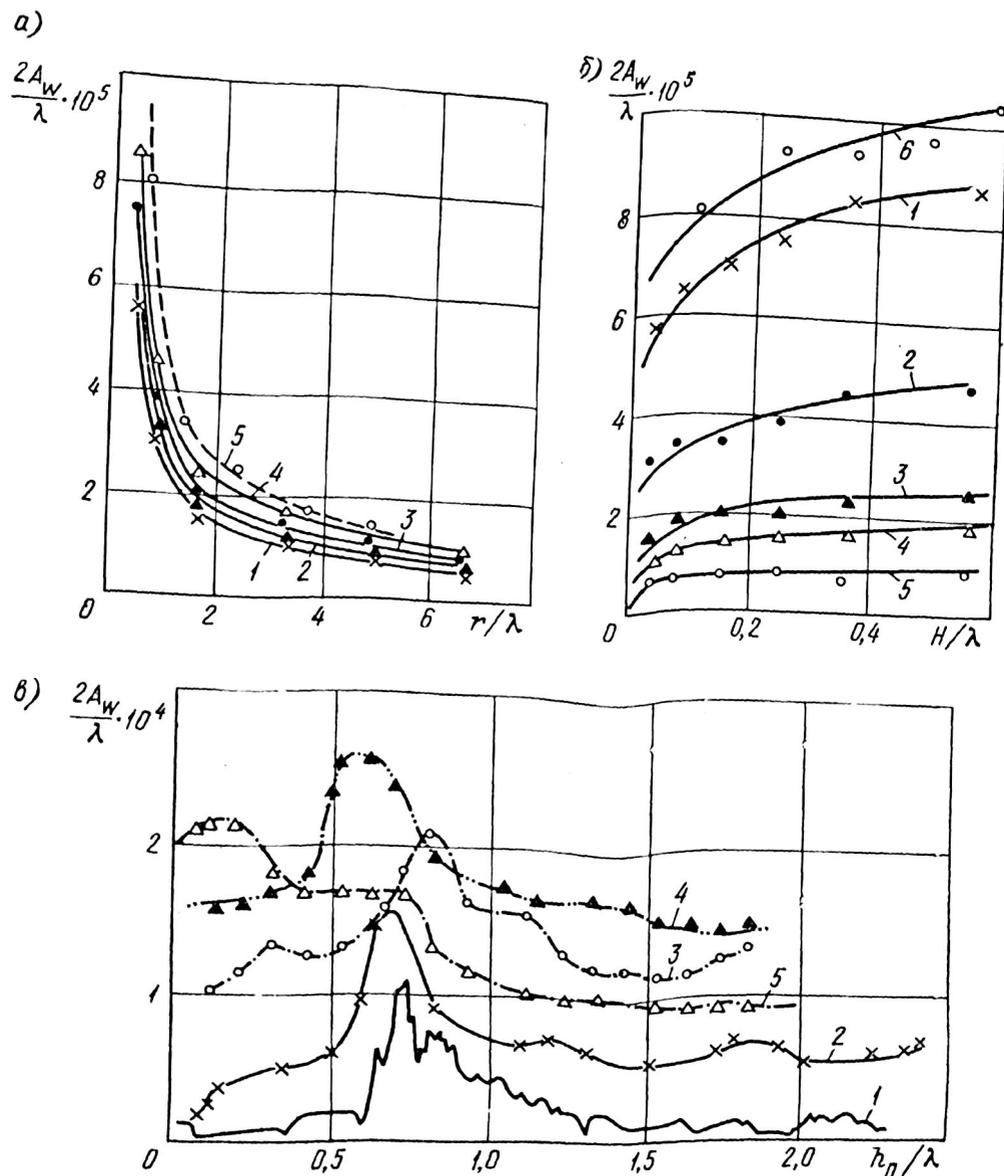


Рис. 41. Графики амплитуд A_w/λ вертикальных составляющих смещений поверхности грунта

а — зависимость от расстояния до свай r/λ в безразмерной форме; 1—4 — в натуральных условиях на площадке № 11; 5 — в опытах на мелкомасштабных моделях; б — зависимость от высоты падения молота H/λ в безразмерной форме; 1—5 — на площадке № 11; 6 — в опытах на мелкомасштабных моделях; в — зависимость от глубины погружения свай $h_{п}/\lambda$ в безразмерной форме; 1, 2 — в натуральных условиях соответственно на площадках № 20 и 11 при $(r/\lambda) \approx 0,5$; 3, 4 — на моделях при $(r/\lambda) \approx 0,4$; 5 — то же, при забивке через слой мерзлого грунта

Тот же самый вывод следует из рассмотрения рис. 41, в, где представлены зависимости амплитуд A_w вертикальных составляющих смещений от глубины погружения свай $h_{п}$.

В заключение можно отметить, что грунты в опытах на мелкомасштабных моделях были более однородны и не обладали выраженной слоистостью, т. е. были ближе к модели полупространства, чем в натуральных условиях. Вследствие этого в опытах на моделях не наблюдалось резко выраженных интерференционных волн, характеризующихся немонотонностью изменения амплитуд смещений с увеличением расстояния от свай. Более гладкими были и графики зависимостей амплитуд смещений поверхности грунта от глубины погружения свай, от высоты падения и массы молота.

4. Влияние размеров свай на колебания грунта

Длина и поперечное сечение свай характеризуют непосредственно источник колебаний, поэтому следовало изучить зависимость от них параметров колебаний грунта.

Уже по результатам натуральных наблюдений можно сделать вывод, что влияние длины свай на параметры колебаний грунта незначительно. Об этом свидетельствуют измерения параметров колебаний при забивке составных свай. Уровень и характер колебаний, наблюдаемые в конце забивки первой секции составной свай, остаются практически неизменными, после того как наращивается вторая секция и продолжается забивка. В ряде случаев незначительное уменьшение (до 5—7%) амплитуд смещений грунта объясняется увеличением массы свай, что приводит к росту затрат энергии, необходимой для преодоления инерционных сил, и к соответствующему уменьшению той ее части, которая распространяется в грунте в виде энергии упругих волн.

Наблюдавшееся в ряде случаев увеличение амплитуд смещений грунта после присоединения второй секции, как отмечено ранее (см. гл. IV), связано также не с изменением длины свай, а с характером грунтовых условий.

Тот факт, что параметры колебаний грунта не зависят от длины забиваемой свай, свидетельствует об участии в образовании волн в грунте колебательной системы «молот — свая — грунт» и об отсутствии заметного влияния на колебания тех волн, которые генерируются в самой свае. При этом, однако, не наблюдается связи между отказами свай и уровнем и характером колебаний. Отсюда можно заключить, что упругие волны в грунте образуются в начальный период удара, когда свая еще только начинает двигаться в грунте или даже до начала движения.

Опыты на мелкомасштабных моделях целиком подтвердили эти предположения. На моделях разной длины выяснилось, что амплитуды смещения грунта при одних и тех же параметрах

удара и глубине погружения практически не зависят от длины свай. Попутно было выяснено, что отказы зависят от длины свай (в проведенных опытах при увеличении длины свай отказы уменьшались).

Размеры поперечного сечения свай существенно сказываются на параметрах колебаний грунта. При этом в тех пределах, в которых они изменяются в условиях массового строительства, а именно от 25×25 см до 45×45 см для призматических сплошного сечения свай и до 60 см в диаметре для полых свай круглого сечения, боковая поверхность свай излучает колебания большей интенсивности, чем острие. Исключение могут составлять случаи забивки свай в такие грунты, в которых существенных усилий трения грунта по боковой поверхности свай не образуется (например, в некоторых видах лёссовых грунтов), и источником волн является острие свай.

При забивке свай различного поперечного сечения сопротивление грунта погружению свай возрастает и по острию, и по боковой поверхности при увеличении размеров ее поперечного сечения. При этом сопротивление по боковой поверхности увеличивается как за счет увеличения боковой поверхности, так и за счет того, что больший объем вытесненного грунта создает большее нормальное давление на поверхность свай, что в свою очередь приводит к увеличению сопротивления грунта погружению свай по боковой поверхности.

На рис. 41, в приведены зависимости амплитуд смещений грунта, полученные на мелкомасштабных моделях в зависимости от глубины погружения свай. На этом же рисунке в безразмерном виде приведены аналогичные зависимости, полученные в натуральных условиях. Отчетливо видно, что при увеличении диаметра свай существенно увеличиваются амплитуды смещений и, кроме того, максимум амплитуд смещений регистрируется при меньшей глубине погружения свай. Это объясняется тем, что грунт вокруг свай большего диаметра быстрее уплотняется, и сопротивление грунта погружению по боковой поверхности свай быстрее достигает своего максимального значения. При дальнейшем увеличении глубины погружения свай амплитуды смещений начинают уменьшаться, так как постоянное количество энергии передается в грунт через все увеличивающуюся площадь взаимодействующей с грунтом боковой поверхности свай.

5. Зависимости параметров колебаний грунта от глубины, на которой они регистрируются

В отличие от наблюдений колебаний грунта в натуральных условиях в опытах на мелкомасштабных моделях не представляет большого труда получить записи параметров колебаний грунта на различной глубине грунтового массива. Ниже описаны результаты такого наблюдения. Они получены на моделях, мас-

штаб геометрического подобия для которых равен $\alpha_l = 10 \div 12$ в зависимости от того, какие размеры поперечного сечения свай принимались за исходные в натуре. Модель имела сечение 30×30 мм и длину 120 см. Максимальная глубина регистрации параметров колебаний составляла 120 см, что соответствует в натуральных условиях глубине 12—15 м ($\alpha_l = 12$). Измерения проводились на глубине 5, 30, 60, 90 и 120 см.

Увеличение глубины заложения датчиков в целом приводило к тому, что значение амплитуд смещений и соответствующих им преобладающих периодов уменьшалось, хотя в отдельных опытах вследствие интерференции волн различных типов их уменьшение не было монотонным. На рис. 42 представлены графики зависимости амплитуд смещений грунта от глубины заложения датчиков в плотном и рыхлом песчаном грунтах. Из рисунка видно, что уменьшение амплитуд смещений с глубиной в пределах длины полуволны довольно значительно, а для глубины

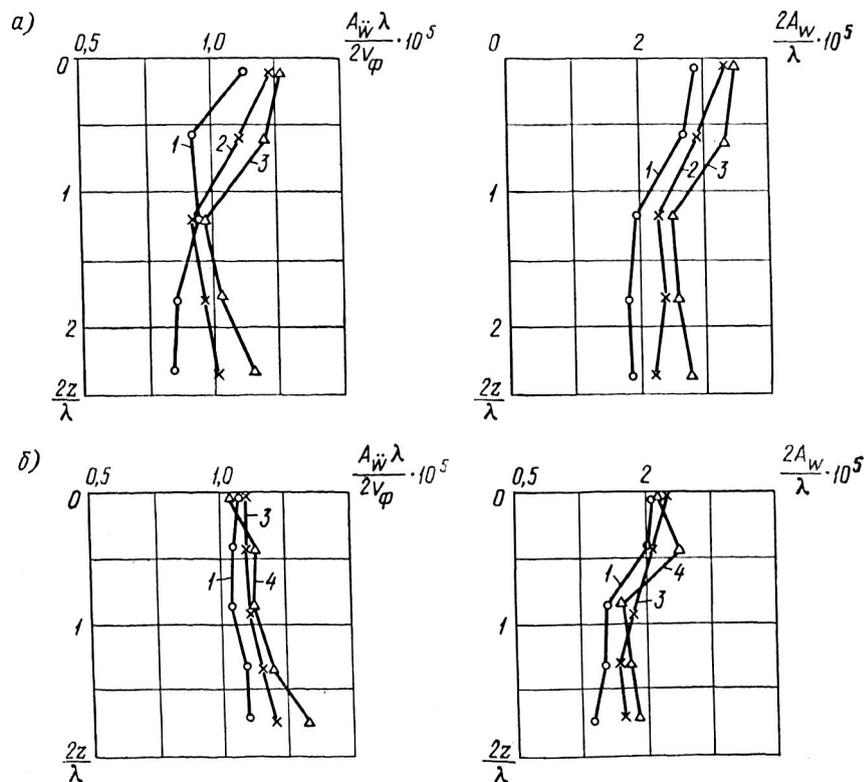


Рис. 42. Распределение амплитуд смещений A_w/λ и ускорений $\dot{A}_w \lambda / (2v_\phi)$ грунта по глубине $2z/\lambda$ грунтового массива

a — песчаный грунт плотный; б — то же, рыхлый; 1 — при глубине погружения свай $2h_{II}/\lambda = 0,14$; 2 — то же, 0,28; 3 — 0,43; 4 — 0,57

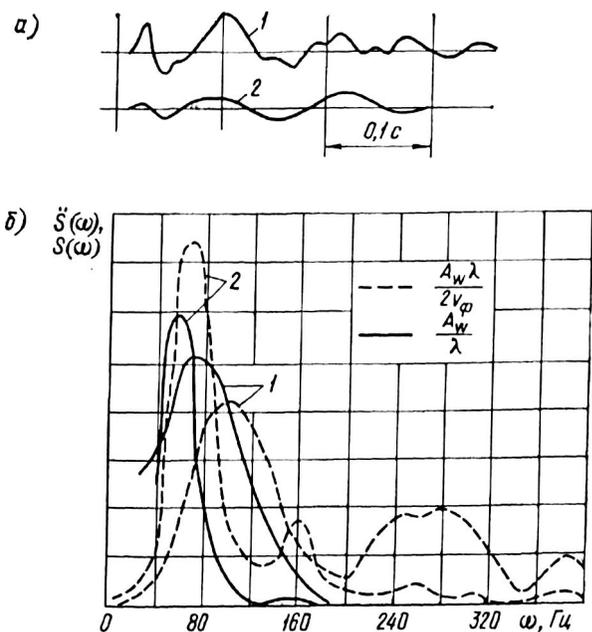


Рис. 43. Результаты анализа спектрального состава колебаний поверхности грунта в опытах на моделях

а — осциллограммы ускорений грунта при колебаниях; б — амплитудно-частотные спектры; 1 — песок влажный; 2 — водонасыщенный

заложения подошвы ленточных фундаментов в пределах четверти длины волны может не учитываться, и смещения могут приниматься равными смещениям в поверхностном слое грунта. Эти данные соответствуют результатам натурных наблюдений и теоретических расчетов для параметров колебаний грунта от источников различных видов и, в частности, от источников гармонических колебаний [2].

В опытах отмечено также в некоторых случаях увеличение амплитуд ускорений движения грунта при колебаниях с увеличением глубины регистрации, в то время как амплитуды смещений уменьшаются. Отмеченное явление можно видеть на рис. 42. Оно связано с изменением частотного состава смещений грунта при колебаниях (когда увеличивается глубина регистрации) и сдвигом максимума частотного спектра в сторону более высоких частот; на амплитудах ускорений это отражается самым существенным образом, а на амплитудах смещений почти не сказывается.

Частотный состав колебаний на разных глубинах грунтового массива изменяется в значительной степени в зависимости от плотности грунта. Не меньшее влияние на частотный состав ко-

лебаний оказывает степень влажности грунта. Чем он влажнее, тем амплитуды и преобладающие периоды смещений оказываются больше (рис. 43).

6. Распространение колебаний в грунтах на свайном поле

На мелкомасштабных моделях прослежены закономерности распространения волны в грунте до и после забивки в него свай, когда образованное свайное основание приобретает иные упругие и поглощающие свойства.

Наблюдения вели по следующей методике. Датчики ускорений были заложены по одной вертикальной оси на глубинах 5, 30, 60, 90 и 120 см. На разных расстояниях от датчиков забивалась модель свай и регистрировались колебания. Затем вокруг датчиков были забиты 20 моделей свай, образовавших часть свайного поля, и вновь измерялись колебания от модели свай-источника, забивавшейся на разных расстояниях от заложённых в грунт акселерометров. Волны смещений в этом случае приходили к свайному полю извне и вовлекали его в колебания.

Следующим этапом наблюдений было измерение параметров колебаний от свай-источника, забиваемой непосредственно на границе свайного поля так, что после погружения свая-источник становилась частью свайного поля. Такой случай чаще всего и встречается на практике. Для этого опыта размеры свайного поля увеличивали в одном направлении, забивая дополнительно новые ряды свай. На определенных расстояниях выбирались свай, служившие источником колебаний. Все опыты проводили в плотном ($\rho = 1,84 \text{ т/м}^3$) и рыхлом ($\rho = 1,54 \text{ т/м}^3$) песчаных грунтах.

Таким образом, измерялись ускорения по глубине грунтового массива и в плотном, и рыхлом песках на разных расстояниях источника от места регистрации для трех случаев: 1) при отсутствии свайного поля; 2) источником колебаний, измерявшихся на свайном поле, служила свая, забиваемая вне свайного поля, 3) источником колебаний служила свая, забивавшаяся на краю экспериментального свайного поля и становившаяся его составной частью.

Смещения грунта при колебаниях получали, дважды интегрируя по времени записанные ускорения (114). В опытах, проведенных по этой методике, были получены следующие результаты. Когда источник находился вне свайного поля, колебания грунта этого поля были слабее, чем свободного от свай, как для рыхлых, так и для плотных песчаных грунтов. Значения амплитуд смещений грунта при колебаниях на свайном поле составляли 0,7—0,9 от значений амплитуд смещений свободного от свай грунта. Если источник находился на краю свайного поля, т. е. в случае, характерном для забивки свай, в рыхлом песке значения амплитуд смещений при колебаниях увеличивались в сред-

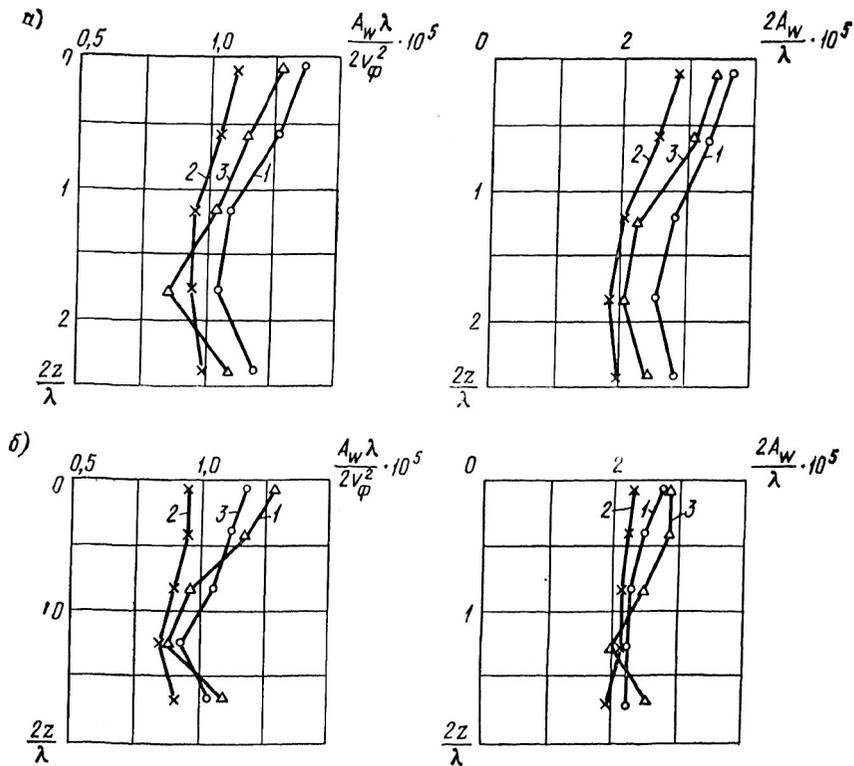


Рис. 44. Распределение амплитуд смещений A_w/λ и ускорений $A_w\lambda/(2v_\phi)$ по глубине грунтового массива

a — песчаный грунт плотный; *b* — то же, рыхлый; 1 — регистрация колебаний в свободном от свай грунте; 2 — то же, на свайном поле при источнике вне свайного поля; 3 — то же, при источнике на границе свайного поля

нем на 15, а в плотном — уменьшались в среднем на 10 % по сравнению с колебаниями в грунте до устройства свайного поля.

При сравнении параметров колебаний свай свайного поля и грунта в межсвайном пространстве выяснено, что амплитуды смещений свай всегда оказываются ниже амплитуд смещений грунта на 15—35 %. При этом более существенно уменьшаются амплитуды вертикальной составляющей смещений.

На рис. 44 представлены графики зависимости ускорений и смещений от глубины заложения датчиков на плотном и рыхлом песке без свай и с забитыми в грунт сваями. Из графиков видно, что уровень колебаний на свайном поле в рыхлом грунте при забивке свай на границе свайного поля возрос по сравнению с его колебаниями без свайного поля. Эти результаты согласуются с данными натурных наблюдений, в которых отмечено увеличение уровня смещений грунта свайного поля по сравне-

нию с грунтом, свободным от забитых свай, в одном и том же котловане на намывном песчаном грунте.

Объяснение этому следует искать в том, что до забивки свай грунт и тот композитный материал, который образуется из него и забитых свай, имеют существенно различные упругие, деформативные и поглощающие характеристики. С одной стороны, например, затухание колебаний, распространяющихся по свайному полю, должно быть выше, чем при распространении по грунту, так как на сваях как на инородных включениях, имеющих отличные от грунта упругие свойства, происходит рассеяние энергии упругих волн. С другой стороны, известно, что в более плотных пористых средах колебания распространяются на большие расстояния, чем в менее плотных, и отсюда следует, что если сваи забиваются в грунт, уплотняющийся при забивке, затухание колебаний, распространяющихся по свайному полю, должно быть ниже, чем по грунту до забивки в него свай. Разные соотношения между двумя этими процессами охватывают все многообразие наблюдающихся на моделях и получаемых в натуральных условиях результатов.

Если упругие волны приходят извне свайного поля и вовлекают его в колебания, уровень колебаний грунта свайного поля всегда должен быть ниже, чем грунта до забивки в него свай, так как на границе раздела «грунт — свайное поле» за счет явлений отражения и преломления волн часть энергии в отраженных волнах возвратится в грунт. Если же источником колебаний является свая, забиваемая на границе свайного поля, волны образуются в композитном материале свайного поля и в нем же распространяются. В этом случае на свайном поле, представляющем собой композитный слой с отличными от окружающего грунта характеристиками, может наблюдаться как более высокий уровень колебаний, вызванный в первую очередь уплотнением грунта, так и более низкий, вызванный рассеянием энергии в свайном поле. При этом следует учитывать, что если грунт во время забивки уплотняется, сопротивление погружению возрастает, а с ним возрастает та часть энергии удара, которая необратимо рассеивается в грунте в виде упругих волн, что также ведет к увеличению уровня колебаний.

7. Соотношение между усилиями в свае и параметрами колебаний грунта

Опыты на моделях позволили выявить вид и характер зависимостей между усилиями в свае и параметрами колебаний грунта. Проверка в натуральных условиях подтвердила справедливость полученных закономерностей. Прямая пропорциональная зависимость между интенсивностью колебаний грунта и интенсивностью воздействия на среду в источнике для задач линейной динамической теории упругости предопределяется самой мате-

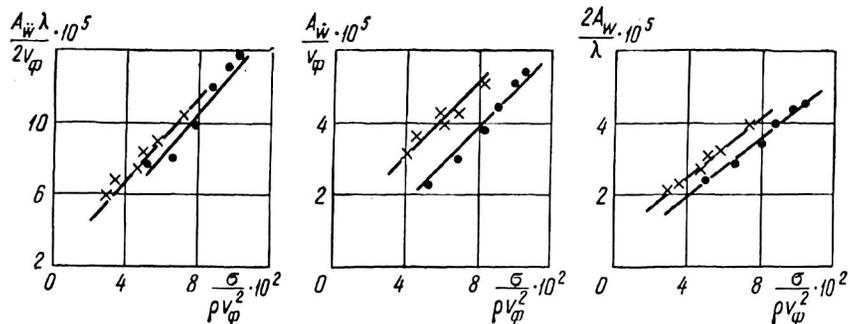


Рис. 45. Зависимости амплитуд ускорений $A_{\dot{w}}\lambda/(2v_{\phi})$, скоростей $A_{\dot{w}}/v_{\phi}$ и смещений $2A_w/\lambda$ грунта при колебаниях от максимальных напряжений $\sigma/(\rho v_{\phi}^2)$ в верхнем сечении сваи при ударе молота

матричной моделью. Что же касается зависимостей между ними в реальных условиях забивки свай в грунт, этот вопрос был выяснен в опытах на мелкомасштабных моделях и подтвержден в натурных условиях [16, 44].

Результаты опытов показали, что зависимость между максимальными амплитудами вертикальных составляющих ускорений, скоростей и смещений грунта при колебаниях и максимальными усилиями (напряжениями), регистрируемыми в любом из поперечных сечений свай, расположенных выше поверхности грунта, можно считать линейной в пределах диапазона изменения усилий. Диапазон же изменения усилий в свае выбирался таким, чтобы он был шире любого возможного в условиях производственной забивки.

На рис. 45 изображены графики зависимостей между максимальными амплитудами ускорений, скоростей и смещений грунта при колебаниях и максимальными напряжениями в верхнем сечении свай, представленными в виде безразмерных соотношений, вытекающих из (111) и (112).

В уравнениях для амплитуд смещений

$$\frac{2A_w}{\lambda} 10^5 = k_{\sigma} \frac{\sigma_{\max}}{\rho v_{\phi}^2} 10^2 + b_{\sigma},$$

или, что то же,

$$A_w = k_{\sigma} \frac{\lambda \sigma_{\max}}{2\rho v_{\phi}^2} 10^{-3} + b_{\sigma} \frac{\lambda}{2} 10^{-5}, \quad (117)$$

равно как и для амплитуд скоростей и ускорений колебаний грунта, коэффициенты и свободные члены зависят от грунтовых условий, масс и высот падения молота и глубины погружения свай.

Опыты показали, что между напряжениями в любом сечении сваи, находящемся ниже поверхности грунта, и амплитудами смещений, скоростей и ускорений колебаний грунта наблюдается нелинейная зависимость. Данные опытов еще раз демонстрируют, что в образовании волн с максимальными амплитудами смещений, скоростей и ускорений колебаний грунта принимает участие в первую очередь боковая поверхность свай.

Опытами установлено также, что зависимость между динамическими напряжениями в свае и амплитудами горизонтальных составляющих смещений, скоростей и ускорений грунта при колебаниях имеет нелинейный характер. По-видимому, это связано с тем, что на горизонтальные колебания от свай как линейного источника накладываются колебания, вызванные как выпором грунта в радиальном направлении, так и поперечными, в первую очередь изгибными, колебаниями свай.

Отсюда следует, что закономерности изменения горизонтальной составляющей смещений грунта от напряжений в свае нельзя использовать для расчета амплитуд горизонтальных составляющих, смещений, скоростей и ускорений грунта. Однако поскольку вертикальная составляющая в подавляющем большинстве случаев оказывается большей, чем горизонтальная, ее рассчитанные значения могут рассматриваться в качестве верхней оценки амплитуд горизонтальной составляющей смещений, скоростей и ускорений в зависимости от того, какая величина определяется.

Максимальные напряжения в верхнем сечении свай могут быть определены, например, по формуле [7]:

$$\sigma_{\max} = \frac{2vE}{B} \sin(\arctg B) e^{-\frac{\arctg B}{B}}, \quad (118)$$

где $B = \sqrt{4\tau\varphi - 1}$; $\tau = EF/(mv_0)$; $v = v_s/v_a$; $\varphi = n\delta/v_a$; $v_s = mv_0/(m + m_n)$ — эффективная скорость удара; E — приведенный динамический модуль упругости железобетона; m и m_n — масса ударной части молота и наголовника; F — площадь поперечного сечения свай; n — отношение динамических модулей упругости железобетона и материала прокладки; δ — толщина прокладки; v_a — скорость распространения ударной волны в свае; v_0 — скорость падения молота в момент удара.

Необходимо заметить, что зависимости амплитуд смещений, скоростей и ускорений грунта от напряжений в верхнем сечении свай только в исследованном диапазоне изменения напряжений имеют линейный характер, поэтому результат $A_w \neq 0$ при $\sigma_{\max} = 0$ в формуле (117) не следует принимать во внимание.

Формулу (117) можно использовать для расчета амплитуд смещений грунта при колебаниях, если иметь значения входящих в нее физических величин, а также коэффициента k_{σ} и свободного члена b_{σ} . Отыскание этих значений для каждой конкретной площадки строительства и использование формулы для прогнозирования амплитуд смещений грунта приведено ниже.

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ КОЛЕБАНИЙ ГРУНТА ПРИ ЗАБИВКЕ СВАЙ

В настоящей главе рассмотрены предложения разных авторов по прогнозированию значений параметров колебаний грунта на конкретных строительных площадках. Каждая из предлагаемых методик дает возможность лишь приближенно оценить параметры колебаний и не гарантирует при этом достаточной надежности их оценки. Этот факт объясняется неисчерпаемым многообразием вариантов сочетаний грунтовых напластований площадок строительства и свойств грунтов, слагающих каждый слой грунтовой толщи. Учитывая это обстоятельство, авторы рекомендуют при прогнозировании параметров колебаний грунта, распространяющихся от забиваемых свай, определять их значения в тех случаях, когда это возможно, по всем рассматриваемым методикам и из всех получаемых значений выбирать значения параметров колебаний, наибольшие по величине (для амплитуд смещений, скоростей и ускорений) или наиболее опасные (для преобладающих периодов) по степени влияния колебаний на здания и сооружения.

Что же касается качественной характеристики каждой из методик, то наиболее совершенной с точки зрения учета физической природы образования и распространения волны, а следовательно и наиболее достоверной, следует признать методику оценки параметров колебаний с учетом длины волны и скорости распространения фазы максимального размаха смещений, рассмотренную ниже. Однако недостаток этой методики заключается в том, что связь кинематических характеристик волны с грунтовыми условиями определяется не всегда однозначно.

Все рассматриваемые методики основываются на двух одинаковых упрощающих предположениях. Во-первых, импульсные колебания в каждом размахе смещений могут быть заменены равными им по частоте и амплитуде гармоническими колебаниями. В соответствии с таким предположением по записям импульсных смещений грунта при колебаниях можно, измерив период (полупериод или четверть периода) колебаний и амплитуду смещений в этом интервале времени, по формулам гармонических колебаний рассчитать амплитуды скоростей и ускорений колебаний грунта.

Во-вторых, для упрощения грунт представляется упругой и однородной средой, и энергия упругих колебаний распространяется в нем либо как от источника объемных волн (амплитуды смещений убывают в зависимости от расстояния как $1/r$), либо как от источника поверхностных или цилиндрических волн (амплитуды смещений в этом случае убывают с расстоянием как

$1/\sqrt{r}$). В некоторых предложениях исследователей отклонения от этих законов распространения учитываются введенным определенными дополнительными коэффициентами.

В первой методике, предложенной для определения амплитуд смещений грунта при колебаниях от забивки свай, использовалась формула академика Б. Б. Голицына.

1. Применение формулы Б. Б. Голицына для оценки уровня колебаний на разных расстояниях от источника

В 1912 г. Б. Б. Голицын предложил формулу для оценки амплитуд смещений грунта, вызванных землетрясениями, на разных расстояниях от эпицентра. Впервые для оценки амплитуд смещений грунта при колебаниях, распространяющихся от забиваемых свай, ее рекомендовали Ф. А. Кириллов и С. В. Пучков еще в 1934 г.

$$A = A_0 T / T_0 \cdot \sqrt{r_0 / r} e^{-\delta(r-r_0)}, \quad (119)$$

где A и A_0 — амплитуды вертикальной и горизонтальной составляющей грунта при колебаниях соответственно на расстояниях r и r_0 , мкм; T и T_0 — преобладающие периоды смещений в максимальных размахах на тех же расстояниях; δ — коэффициент затухания колебаний с расстоянием, m^{-1} .

Если значения T и T_0 несущественно отличаются друг от друга, их отношение принимается равным единице и формула приобретает вид (77). Многолетняя проверка ее на практике разными исследователями [6] свидетельствует об удовлетворительном ее согласовании с данными натуральных наблюдений.

С одной стороны, достоинством формулы является простота, а с другой — гибкость при аппроксимации с ее помощью результатов наблюдений амплитуд смещений на различных площадках строительства, сложенных разнообразными грунтами. Эта гибкость достигается за счет возможности введения в нее различных значений A_0 , в том числе и измеренных на расстоянии r_0 , и за счет подстановки различных значений коэффициента затухания δ в зависимости от грунтовых условий площадки строительства.

Чтобы воспользоваться формулой, требуется знать амплитуду смещений грунта A_0 на каком-либо определенном расстоянии r_0 от забиваемой свай и коэффициент затухания колебания δ . Значением A_0 можно либо задаться, либо получить его расчетным путем, либо непосредственно измерить его на строительной площадке, например при организации специальных наблюдений за колебаниями грунта, повреждениями и осадками зданий или при забивке пробных свай. Оценка опасности колебаний для здания или сооружения, как будет показано ниже, производится по амплитудам вертикальной составляющей смещения A_w или скоростей смещения A_w .

Таблица 1. Значения амплитуд смещений A_0 (мкм) и преобладающих периодов T (с) на расстоянии 3 м от сваи и коэффициентов затухания δ в пределах от 3 до 20 м для разных грунтовых условий

Вид грунта площадки и его состояние	до 3 т		
	A_0	T_0	δ
	1 группа		
Пески плотные, неводонасыщенные; супеси твердые Суглинки и глины твердые и полутвердые	0,15÷0,25	0,04÷0,06	0,02÷0,03
2 группа			
Пески плотные, водонасыщенные, средней плотности, неводонасыщенные; супеси пластичные Суглинки и глины тугопластичные	0,25÷0,40	0,05÷0,08	0,03÷0,05
3 группа			
Пески средней плотности, водонасыщенные и рыхлые, неводонасыщенные Глины и суглинки мягкопластичные	—	—	—
4 группа			
Пески рыхлые; водонасыщенные; супеси текучие Суглинки и глины текучепластичные и текучие	—	—	—

Примечание. Меньшие значения A_0 , T_0 и δ относятся к более плотным, сухим и твердым грунтам.

В табл. 1 приведены ориентировочные значения амплитуд вертикальной составляющей смещений A_0 грунта при колебаниях на расстояниях $r_0 = 3$ м от забиваемой сваи в зависимости от массы молота и от грунтовых условий площадки строительства. Данные получены после обработки и анализа результатов наблюдений параметров колебаний грунта на 68 площадках. В табл. 1 приведены также значения коэффициентов затухания δ в зависимости от грунтовых условий и массы молота. Уточнить табличные значения величин A_0 и δ можно по данным, приведенным на рис. 54.

Предложения по нахождению расчетных значений A_0 в зависимости от массы и высоты падения молота, предлагаемые различными авторами, рассматриваются ниже. Наиболее точно значения A_0 определяются в инструментальных наблюдениях параметров колебаний грунта. Методика инструментальных наблюдений описана в гл. III.

Формулу Б. Б. Голицына применяют не только для отыскания амплитуд смещений, но также и для определения амплитуд

скоростей смещений грунта при колебаниях [11]:

$$v = v_0 \sqrt{r_0/r} e^{-\delta(r-r_0)} \quad (120)$$

где v и v_0 — амплитуды скоростей смещений грунта на расстояниях r и r_0 соответственно; δ — коэффициент затухания колебаний, m^{-1} .

Значения коэффициента затухания колебаний в формуле (120) остаются теми же самыми, что и при расчете амплитуд смещений по формуле (119), если значения амплитуд скоростей смещений определяются по формуле гармонических колебаний (76) через амплитуды смещений и преобладающие периоды.

2. Определение уровня колебаний грунта в зависимости от массы и высоты падения молота

Предложения по расчету уровня колебаний грунта в зависимости от массы и высоты падения молота или (в ряде случаев) от энергии удара молота подразделяются на две группы в зависимости от того, на какую методику оценки опасности колебаний грунта для зданий они ориентированы. Вот почему одни

Масса молотов					
от 3 до 5 т			более 5 т		
A_0	T_0	δ	A_0	T_0	δ
—	—	—	—	—	—
0,30—0,50	0,006÷0,10	0,04÷0,07	0,40—0,60	0,07÷0,13	0,05÷0,08
0,50÷0,60	0,08÷0,15	0,05÷0,08	0,60÷0,90	0,10÷0,20	0,07÷0,09
0,40÷0,60	0,07÷0,12	0,05÷0,07	0,50÷0,70	0,10÷0,16	0,06÷0,08

ердым грунтам.

авторы дают формулы для определения амплитуд смещений грунта при колебаниях [17, 18], а другие — для определения амплитуд скоростей смещений [54]. Не вдаваясь в детали, нужно отметить, что и в том, и в другом случаях зависимости амплитуд смещений A_u и скоростей смещений $A_{\dot{u}}$ от высоты падения молота H и его массы M на фиксированном расстоянии r от источника имеют степенной характер:

$$\begin{aligned} A_u &= k(u) H^{n_H(u)} M^{n_M(u)}; \\ A_{\dot{u}} &= k(\dot{u}) H^{n_H(\dot{u})} M^{n_M(\dot{u})}. \end{aligned} \quad (121)$$

Численные значения размерных коэффициентов k зависят от глубины погружения и поперечных размеров свай, расстояния до рассматриваемой точки и грунтовых условий площадки строительства. Авторы ряда работ, например [54], предлагают значения показателей степени принимать равными $n_n = n_m = 0,5$, что позволяет формулы (121) переписать в виде зависимостей уровня колебаний от энергии E удара молота по свае:

$$A_i = k'_i \sqrt{E}, \quad (122)$$

где $E = MgH$; $k'_i = k_i / \sqrt{g}$; $k_i = k(u)$ или $k_i = k(\dot{u})$; g — ускорение силы тяжести.

Различия в численных значениях коэффициентов k_i у разных авторов, очевидно, связаны с тем, что каждый из них имел дело, во-первых, с данными, связанными с определенными типами свай и шпунта и сваебойного оборудования, а во-вторых, что наиболее важно, — с определенными грунтовыми условиями.

Материалы многолетних наблюдений параметров колебаний грунта, собранные авторами, свидетельствуют, что для ориентировочных расчетов амплитуд вертикальных составляющих смещений A_w грунта при колебаниях можно рекомендовать формулы (121) в следующем виде:

$$A_w = k_w H^{1/3} M^{1/2}. \quad (123)$$

Размерные коэффициенты k_w в зависимости от грунтовых условий приведены ниже.

	$k_w, \text{ м}^{-2/3} \text{ т}^{-1/2} \cdot 10^{-4}$
Пески плотные неводонасыщенные; супеси твердые	0,8—1,5
Суглинки и глины твердые и полутвердые; пески плотные водонасыщенные и средней плотности неводонасыщенные	1,0—2,2
Супеси пластичные; суглинки и глины тугопластичные; пески средней плотности водонасыщенные и рыхлые неводонасыщенные	1,6—8,3
Глины и суглинки мягкопластичные; пески рыхлые водонасыщенные; супеси текучие; суглинки и глины текучепластичные и текучие	1,2—2,5

Значения A_w , вычисленные по приведенной формуле, представляют собой максимальные значения амплитуд вертикальных составляющих смещений поверхности грунта, которые наблюдаются при определенных значениях глубины погружения свай, разных для различных грунтовых условий.

3. Прогнозирование параметров колебаний с учетом фазовых скоростей распространения волн

Выше было отмечено, что прогнозирование параметров колебаний с учетом фазовых скоростей распространения максимального размаха смещений позволяет наиболее полно отразить физическую сущность процесса распространения волн в грунтах от забиваемых свай и наиболее точно определить уровень смещений или скоростей смещения грунта. Этот метод, однако, дает хорошие результаты для тех площадок строительства, для которых однозначно установлена связь между грунтовыми условиями, длинами волн (полуволн) и скоростями v_ϕ распространения фазы максимального размаха (или полуразмаха) смещений.

Значения амплитуд вертикальных составляющих смещений A_w и скоростей смещений $A_{\dot{w}}$ рекомендуется определять по формулам:

$$A_w = B\lambda/2; \quad (124)$$

$$A_{\dot{w}} = \pi v_\phi B; \quad (125)$$

$$B = [\sigma_{\max}/(\rho v_\phi) 1,7 \cdot 10^{-4} + 10^{-5}] \sqrt{3/r} e^{-\delta(r-r_0)},$$

где ρ — плотность грунта; λ и v_ϕ — длина волны максимального размаха смещений и скорость ее распространения; σ_{\max} — максимальные значения напряжений в голове свай, определяемые по формуле (118); r — расстояние до точки, в которой определяется уровень колебаний, от свай; δ — коэффициент затухания колебаний, определяемый по табл. 1.

Взаимосвязь между λ , v_ϕ и грунтовыми условиями площадки строительства более подробно рассмотрена ниже.

4. Учет грунтовых условий при прогнозировании уровня колебаний

Качественные закономерности влияния грунтовых условий на параметры колебаний грунта при забивке свай были описаны в гл. IV. Здесь приводятся результаты количественного анализа данных инструментальных наблюдений колебаний поверхности грунта при забивке свай, полученные на 31 площадке строительства. На рис. 46 изображена взаимосвязь максимальных амплитуд горизонтальных A_q и вертикальных A_w составляющих смещений поверхности грунта, а также скорости распространения v_ϕ фазы максимального размаха (или полуразмаха) смещений с частотами колебаний грунта, регистрируемыми в различных грунтовых условиях.

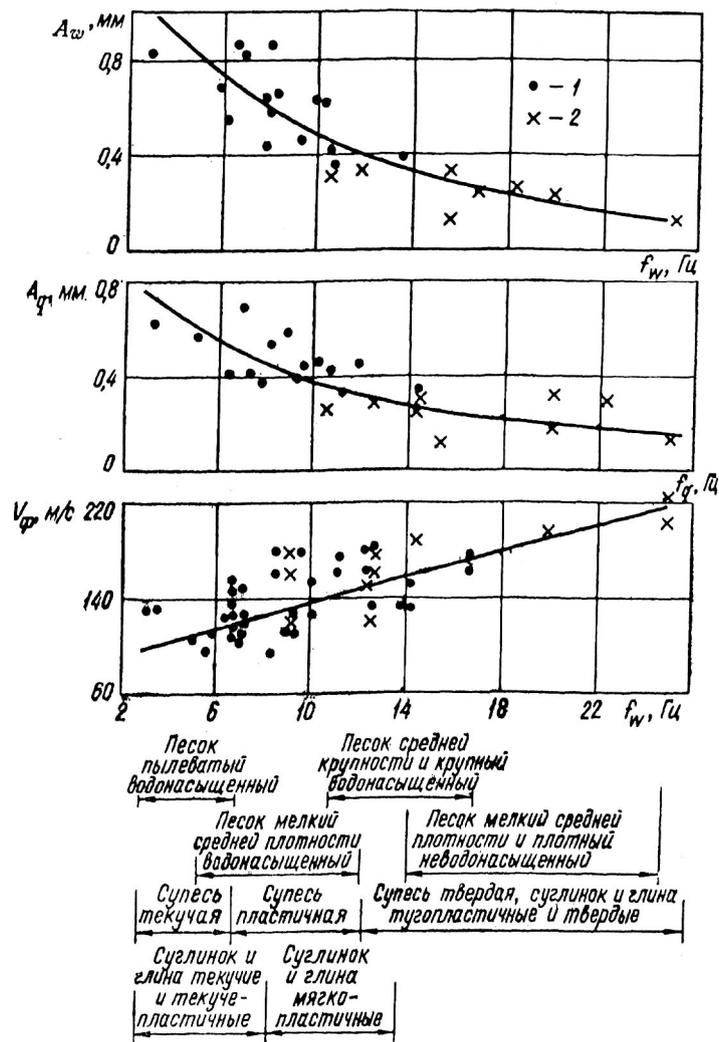


Рис. 46. Максимальные амплитуды вертикальных A_w и горизонтальных A_q составляющих смещений, фазовые скорости v_ϕ и частоты вертикальных f_w и горизонтальных f_q колебаний поверхности грунта при забивке свай в песчаные и глинистые грунты

1 — экспериментальные точки, полученные на площадках при забивке свай молотами свободного падения; 2 — то же, дизель-молотами

Максимальные амплитуды смещений, приведенные на рис. 46, получены при анализе зависимостей амплитуд смещений поверхности грунта от глубины погружения свай. Частота колебаний грунта определена как величина, обратная периоду колебаний фазы максимального размаха смещений. Фазовые скорости определены по годографам скоростей, описание, построение и анализ которых приведены в гл. IV. В тех случаях, когда фазовые скорости изменялись с расстоянием от источника, вычислены и нанесены на график верхние и нижние их значения, наблюдаемые в радиусе 30 м от забиваемых свай.

На рис. 46 приведены также перечень видов и характеристика грунтов, на которых регистрировались колебания. Для каждого из представленных на рис. 46 видов грунтов указан диапазон изменения частотного состава зарегистрированных колебаний. Представленные на рисунке грунты соответствовали слоям, залегающим на рассмотренных строительных площадках на глубину погружения свай, но не менее длины полутолщины максимального размаха смещений. Предлагается использовать рис. 46 в качестве номограммы для определения ориентировочных значений параметров колебаний поверхности грунта в зависимости от грунтовых условий площадки строительства. Процедура определения значений параметров колебаний в этом случае начинается с определения преобладающего вида грунта на строительной площадке в пределах 8—10 м от поверхности. Далее для песчаных грунтов определяются крупность грунта и его водонасыщенность, а для глинистых и суглинистых — консистенция.

Затем на рис. 46 отыскивается диапазон возможных изменений преобладающих частот колебаний грунта f_n в фазе максимального размаха и в этом диапазоне определяются максимальные или средние значения требуемых параметров колебаний грунта.

5. Прогнозирование колебаний по результатам статического зондирования грунтов

Среди прочих методик ориентировочных расчетов параметров колебаний грунта, распространяющихся от забиваемых свай, существует методика их расчета по характеристикам грунта, полученным при статическом зондировании грунтовой толщи площадки строительства. Методика основывается на выявленных зависимостях между параметрами колебаний поверхности грунта и его прочностными характеристиками, полученными при статическом зондировании. Для забивки свай и шпунта в песчаные и глинистые грунты формулы расчета параметров колебаний различаются значениями входящих в них коэффициентов.

Частоту колебаний грунта, вызываемых забивкой свай в гли-

нистые грунты, можно рассчитать по эмпирической формуле:

$$f = 0,00463R + 8, \quad (126)$$

где f — частота колебаний грунта, Гц; R — сопротивление грунта зондированию, кПа (от 460 до 2400).

Приведенные ниже формулы для ориентировочных расчетов амплитуд смещений и скоростей смещений при колебаниях, а также частот колебаний грунта получены по результатам статического зондирования грунта ряда строительных площадок и натуральных измерений параметров колебаний поверхности грунта от забивки свай и шпунта.

Используя результаты статического зондирования, параметры колебаний грунта при забивке свай можно найти по формулам:

$$A_{cp} = (k_A R + b_A) Q; \quad (127)$$

$$v_{cp} = k_v R Q; \quad (128)$$

$$v_{max} = k_{v \max} R Q; \quad (129)$$

$$f_{cp} = k_f R + b_f; \quad (130)$$

$$Q = (2/r)^{1/g}, \quad (131)$$

где A — средние значения амплитуд смещений грунта при колебаниях от забивки свай или шпунта, мкм; v и v_{max} — соответственно средние и максимальные значения амплитуд скоростей смещений грунта при колебаниях на расстоянии 2 м от свай или шпунта, см/с; R — сопротивление грунта погружению конуса зонда при статическом зондировании, МПа; r — расстояние от свай до точки, в которой определяются параметры колебаний, м; $tg \nu$ — показатель степени, изменяющийся от характеристик верхнего слоя грунта толщиной 5–10 м* (приведен ниже); k_i и b_i — размерные параметры, определяемые по табл. 2.

Таблица 2. Значения коэффициентов k_i и b_i для определения параметров колебаний по формулам (127) — (131)

Источник колебаний	Вид грунта	Значения коэффициентов k_i и b_i							
		амплитуды смещений		средние скорости		максимальные скорости		частоты колебаний	
		k_A	b_A	k_v	b_v	$k_{v \max}$	$b_{v \max}$	k_f	b_f
Свай	Песчаный	23	254	0,5	—	0,8	—	1	6
	Глинистый	22	129	0,45	—	0,75	—	3	3,5
Шпунт	Песчаный	33	40	0,32	—	0,45	—	0,9	5,6
	Глинистый	22	129	0,45	—	0,75	—	3	3,5

* Максимальные значения $tg \nu$ соответствуют более рыхлым песчаным и более слабым глинистым грунтам.

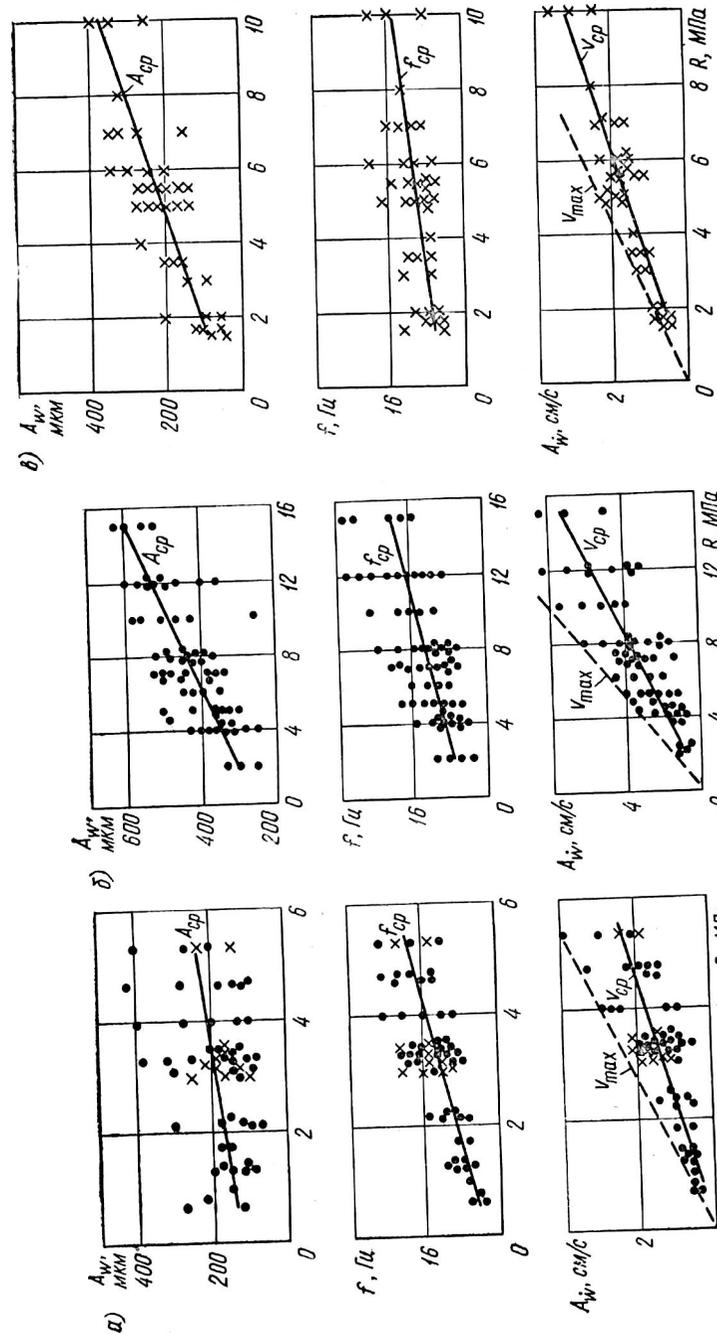


Рис. 47. Зависимости параметров колебаний от сопротивления R грунта погружению конуса зонда: а — группы глинистые; б, в — то же, песчаные; г — результаты измерений при забивке свай; д — то же, шпунта

	$tg \nu$
Пески неводонасыщенные, рыхлые и средней плотности	0,8—1,0
Глинистые грунты от текучей до пластичной консистенции	0,8—1,0
Пески водонасыщенные и плотные	0,6—0,8
Глинистые грунты от пластичной до твердой консистенции	0,6—0,8

На рис. 47 приведены графики зависимости амплитуд смещений, частот и скоростей колебаний грунта от сопротивления грунта погружению конуса. Графики построены для фиксированного расстояния от свай, равного 2 м. С достаточной для практики точностью все зависимости интерполированы как линейные. Из данных рис. 47 амплитуды смещений и скоростей смещений по формулам (127)—(131) характеризуют лишь ориентировочные значения параметров колебаний поверхности грунта, поэтому их использование можно рекомендовать только для предварительных расчетов.

ГЛАВА VII

КОЛЕБАНИЯ И ПОВРЕЖДЕНИЯ ЗДАНИЙ ПРИ ЗАБИВКЕ СВАЙ

1. Колебания зданий

Колебания зданий зависят не только от параметров колебаний грунта, но и от их массы, жесткости, от демпфирующих свойств, определяемых поглощающими свойствами системы «грунт — сооружение».

Выше было отмечено, что скорость распространения волны, соответствующая максимальному размаху колебаний, лежит в пределах 80—250 м/с, а длины волн изменяются от 4 до 35 м, т. е. соизмеримы с размерами зданий в плане. Это значит, что при прохождении волны отдельные части здания, отстоящие на расстоянии длины полуволны, находятся в противоположных фазах колебаний. В натуральных наблюдениях за колебаниями зданий и сооружений зафиксировано, что максимальные значения амплитуд смещений отдельных частей здания (сооружения), как и грунта, зависят от расстояния до источника, так что ближняя к погружаемой свае часть здания (сооружения) колеблется с амплитудами смещений большими, чем более удаленные части. При этом форма колебаний точек здания практически повторяет первую форму колебаний точек грунта, соответствующую наиболее низкой частоте из спектра частот колебаний грунта [39, 40].

Рис. 48. Схема размещения точек измерения колебаний 4-этажного здания при забивке свай

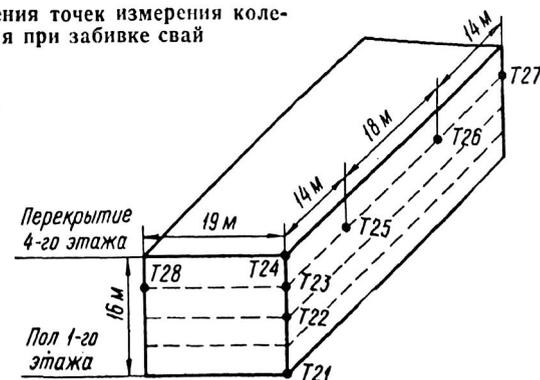
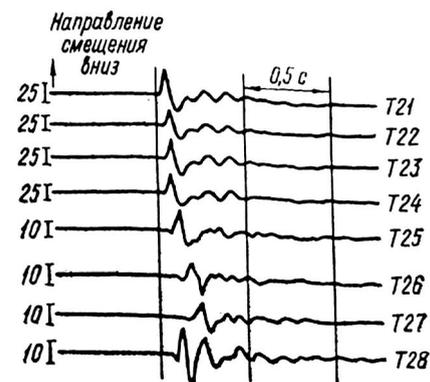


Рис. 49. Осциллограмма записей вертикальных смещений при забивке свай на расстоянии 1,0 м от здания



Проиллюстрируем картину колебаний зданий на примере. Проводилась одновременная запись колебаний четырехэтажного кирпичного здания высотой 16 м и размерами в плане 19 × 46 м (рис. 48). Регистрировались вертикальные A_z и горизонтальные A_x и A_y смещения вдоль и поперек здания (колебания здания в восьми точках одновременно и в одной-двух точках на поверхности грунта у здания). Колебания возбуждались забивкой свай на различном расстоянии от здания. Погружали железобетонные сваи сечением 30 × 30 см длиной 8 м молотом свободного падения с массой ударной части 4,25 т.

На рис. 49 приведен пример записи вертикальных смещений этого здания при забивке свай на расстоянии 1,0 м от здания (возле точки 21). Эпюры динамических перемещений вертикальной и двух горизонтальных компонент, построенные с интервалом времени в сотые доли секунды, приведены на рис. 50.

Колебания зданий как в пространстве, так и во времени имеют сложный характер [39, 40]. Анализ осциллограмм и эпюр смещений при колебаниях позволил выяснить, что во времени колебания каждой точки здания разделяются на две части. Вначале здание колеблется с частотой, равной частоте колебаний грунта, соответствующей максимальному размаху (в примере, изображенном на рис. 49 и 50 с частотой 8,5—10,6 Гц), а затем оно совершает собственные затухающие колебания, завися-

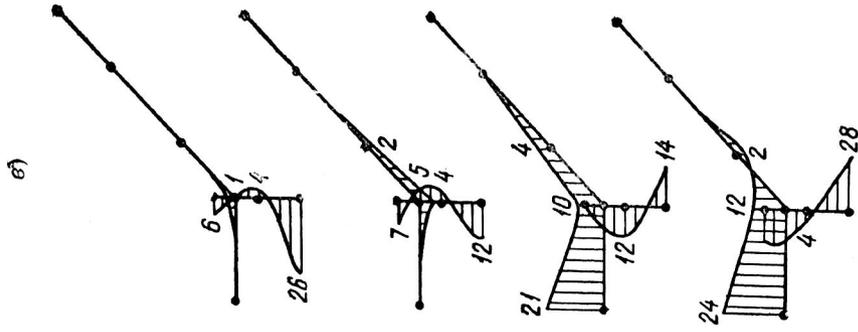
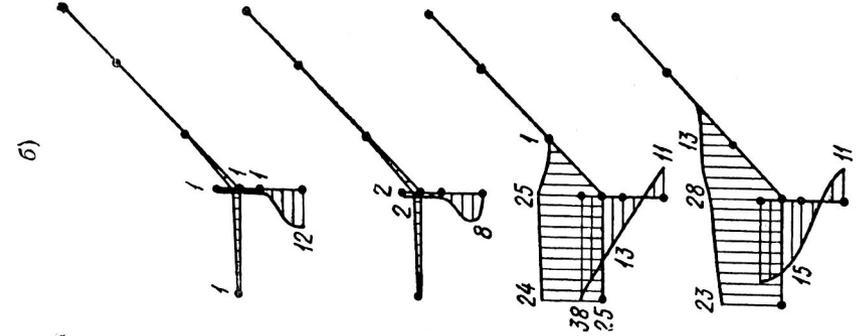
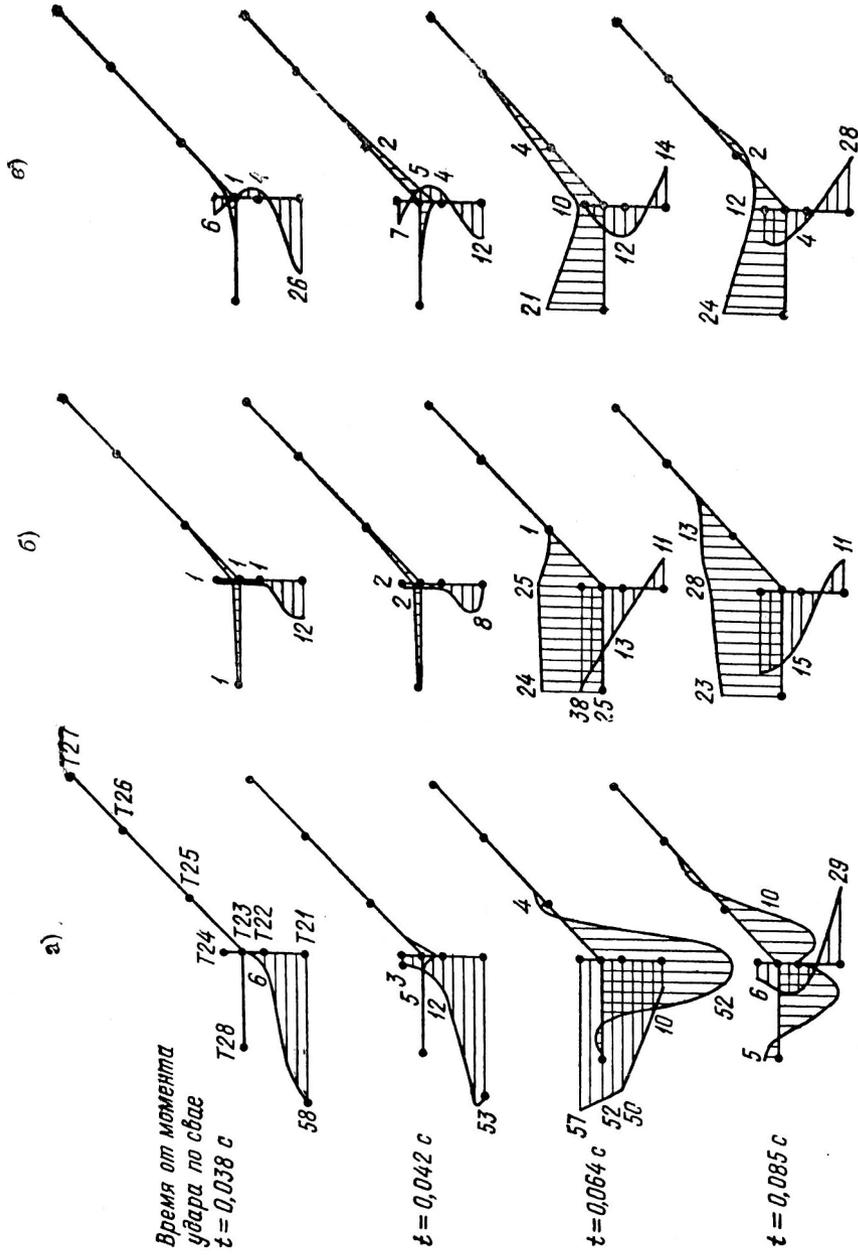


Рис. 50 (1)

Рис. 50. Эпюры смещений точек здания при колебаниях от забивки свай
 Номера точек соответствуют указанным на рис. 48
 а — вертикальные колебания; б, в — горизонтальные поперечные и продольные колебания

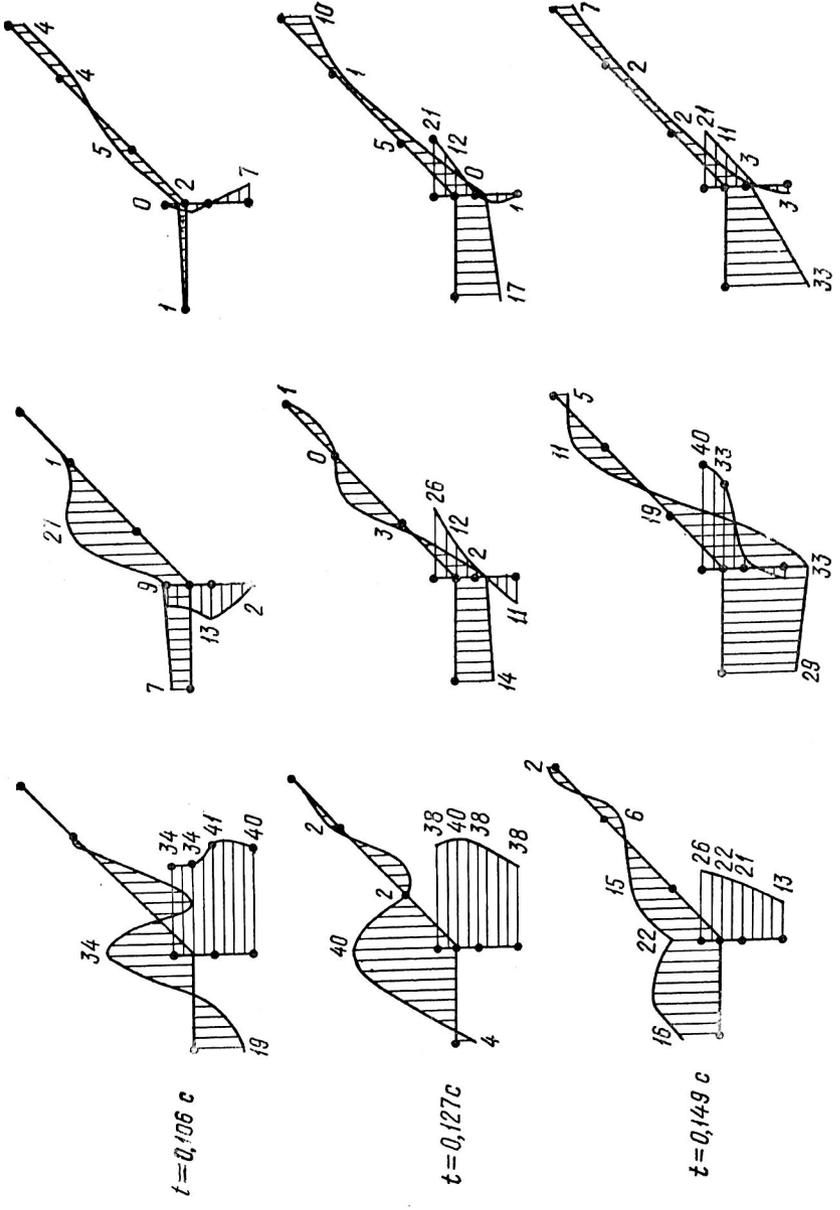


Рис. 50 (2)

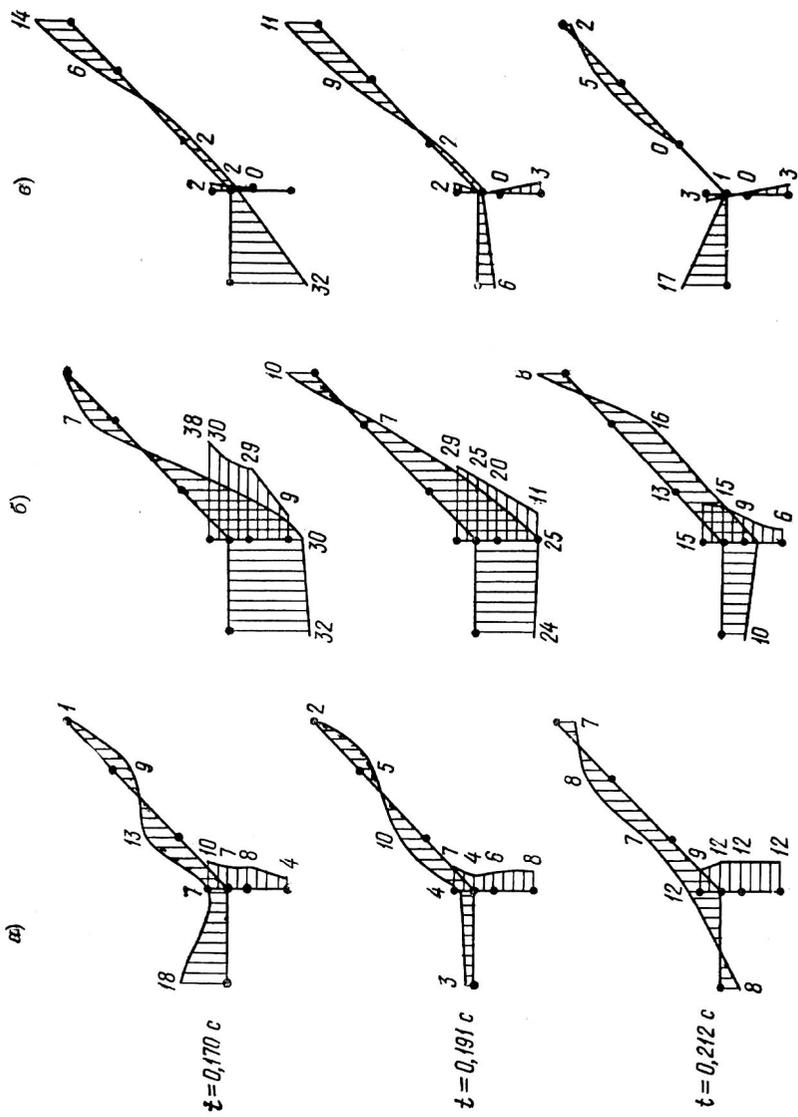


Рис. 50 (3)

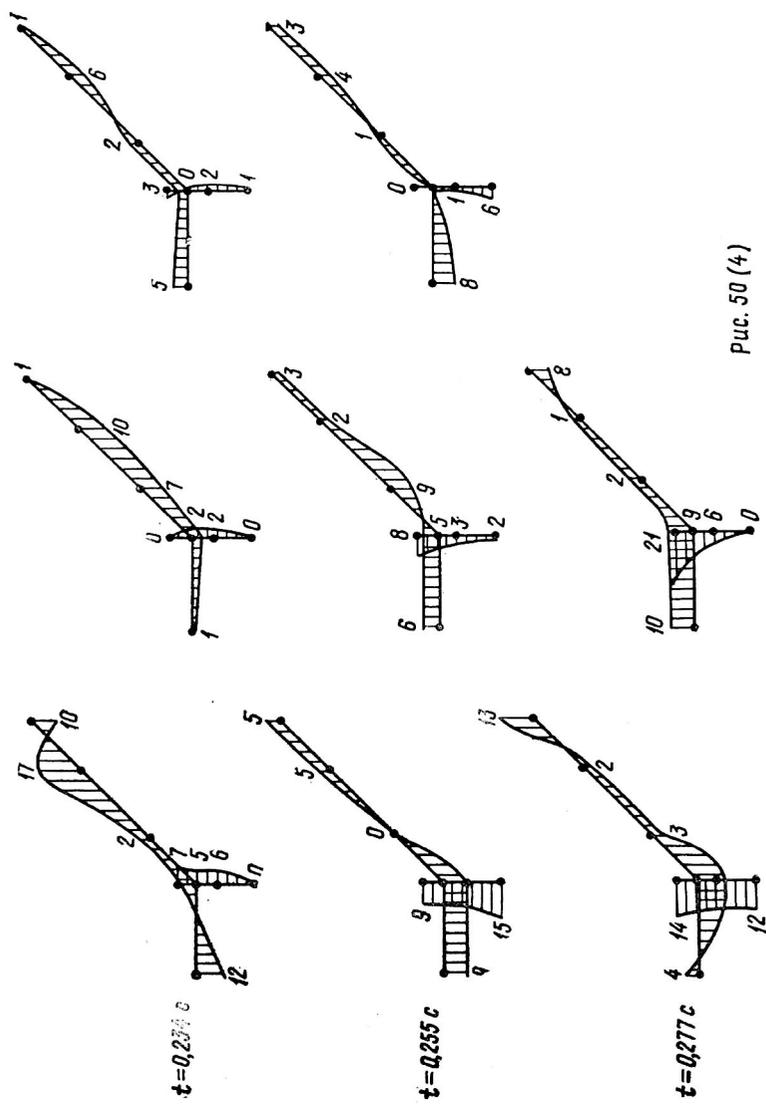


Рис. 50 (4)

щие от параметров системы «грунт — сооружение». Наблюдения показали, что скорости распространения волн в материале здания во много раз превышают скорости распространения в грунте.

В приведенном примере длины волн, распространяющихся в здании, составили 40—55 м, а скорости распространения — $400 \div 550$ м/с. Сдвиг основной фазы колебаний крайних торцовых стен, удаленных друг от друга на 46 м, составил примерно 0,1 с, т. е. целый период колебаний, соответствующий основному размаху.

Максимум амплитуд смещений зарегистрирован в части здания, ближней от погружаемой сваи — в точках 21—24 (см. рис. 50). С удалением от погружаемой сваи амплитуды смещения резко уменьшаются. Так, на расстоянии в плане 2 м от погружаемой сваи максимальная амплитуда смещений в точке 23 (в уровне перекрытия 3-го этажа) равна 52 мкм, а на расстоянии 16 м — в точке 25 — в 2,3 раза меньше. Сдвиг смещений по фазе в этих точках составляет около четверти периода колебаний — около 0,025 с.

Отмечен сдвиг по фазе максимальных смещений точек, размещенных на здании в одном вертикальном створе (см. рис. 58). Вначале точки 21—23 движутся синфазно, а точка 24, расположенная в верхней части здания в этом же вертикальном створе, — со сдвигом фаз по отношению к точкам 21—23 примерно на четверть периода, соответствующего максимальному размаху. Спустя 0,2—0,25 с от начала вступления волны все указанные точки колеблются в одной фазе. Этот момент соответствует и собственным колебаниям здания. Амплитуды смещений в этой стадии колебаний здания меньше максимальных в 3 раза.

Формы горизонтальных колебаний здания имеют характер сдвига с изгибом (см. рис. 50, б и в). Максимумы горизонтальных смещений также зарегистрированы вблизи от места погружения сваи. При этом максимальные амплитуды горизонтальных поперечных колебаний зарегистрированы наверху здания, а продольных — в нижней его части. Время затухания амплитуд смещений, от начала импульса до момента, когда значения амплитуд уменьшаются до нескольких микрометров, составляет для горизонтальных поперечных колебаний около 0,4 с, а горизонтальных продольных — 0,45 с.

Аналогичные результаты зарегистрированы при измерениях колебаний других зданий, различных по этажности, конструкциям, материалу, грунтовым условиям. При этом численные значения амплитуд смещений, коэффициентов затухания колебаний во времени и с удалением от источника, значения частот вынужденных и собственных колебаний зданий, естественно, отличаются от описанного в примере. Так, зафиксирована частота горизонтальных собственных колебаний 9-этажного панельного здания, равная 3 Гц, а одноэтажного здания — около 10 Гц.

Амплитуды смещений здания уменьшились на порядок в первом случае за время 0,7 с, а во втором — за 0,3 с.

Общезвестно, что наиболее опасными для зданий и сооружений являются колебания, которые вызывают в них резонансные явления, сопровождающиеся многократным увеличением амплитуд смещений на частотах, близких или совпадающих с частотами собственных колебаний зданий или отдельных их частей. Измерения параметров колебаний свыше 50 зданий при погружении вблизи них свай различного сечения и длины молотами свободного падения и дизельными — штанговыми и трубчатыми — с разной массой ударной части позволили получить важный для практики результат: ни в одном случае не было зарегистрировано резонансных колебаний.

Объяснить этот факт можно следующим образом. Для возникновения резонансных колебаний необходимо не только совпадение частот вынужденных и собственных колебаний здания, но и постоянная «подкачка» определенной доли энергии от источника. В нашем случае имеются две частоты — частота ударов молота по свае и частота колебаний грунта от каждого единичного удара молота, которые теоретически могли бы вызвать резонансные колебания зданий и сооружений.

Однако следует иметь в виду, что амплитуды смещений грунта от одного удара молота уменьшаются, как показано в предыдущих главах, за несколько десятых долей секунды до значения ничтожно малого — в несколько тысячных долей миллиметра. Затухание колебаний происходит за два-три полных колебания, поэтому даже при совпадении частоты собственных колебаний здания с частотой колебаний грунта практически не происходит «подкачки» энергии в здание от одного импульсного колебания.

Что же касается резонансных колебаний зданий с частотой, равной частоте ударов молота по свае, то они не возникают вследствие несовпадения вынужденных частот с собственными. Число ударов в минуту применяемых в строительстве молотов свободного падения достигает не более 5, а дизельных — не более 60, что соответствует частоте колебаний менее 0,1 Гц для молотов свободного падения и 1 Гц — для дизельных. Частоты же собственных колебаний порядка 1 Гц имеют только очень гибкие или высокие здания и сооружения.

Можно предположить, что при одновременной работе нескольких дизель-молотов в некоторые моменты могут возбуждаться колебания зданий, близкие к резонансным, а амплитуды смещений грунта — складываться. Вследствие этого при погружении свай или шпунта на расстояниях, меньших 10—15 м от здания, не рекомендуется проводить сваебойные работы несколькими молотами одновременно без инструментальных наблюдений за колебаниями зданий, их неравномерными осадками и повреждениями. Нежелателен такой режим работы молотов

Таблица 3. Краткая характеристика условий строительства и повреждений, [условные обозначения см. в (132)]

В	Э	З	М	Ф	Г
2	9	Несущие	Панели	Свайный	Супесь
2	1	Полукаркас	Кирпич	Столбчатый	Песок рыхлый
2	5	»	»	и ленточный	То же
2	1	Каркас	Шлакоблоки	Столбчатый	Песок средней плотно-
5	8	»	Кирпич	Свайный	То же
6	9	»	и панели	»	Суглинок тугопластич-
7	5	»	Панели	»	ный
8	9	»	»	»	Супесь пластичная
8	5	Несущие стены	»	»	Песок средней плотно-
12	2	Каркас	»	»	сти
12	1	»	»	Столбчатый	Супесь пластичная
12	5	Несущие стены	Кирпич	Свайный	То же
13	5	То же	»	Ленточный	Песок средней плотно-
15	5	»	»	»	ности
15	1	»	»	»	Суглинок мягкопла-
15	3	Полукаркас	»	»	стичный
16	1	Каркас	»	Столбчатый	Песок средней плотно-
19	4	Несущие стены	»	и ленточный	сти
19	4	То же	»	Столбчатый	Суглинок мягкопла-
19	3	»	»	»	стичный
19	6	»	»	»	Песок средней плотно-
20	8	»	»	»	сти
24	4	»	»	»	Супесь пластичная
28	4	»	»	»	Песок рыхлый
28	4	Каркас	»	Свайный	Супесь пластичная
30	5	Полукаркас	»	»	Суглинок тугопластич-
30	2	Каркас	»	Плита	ный
30	5	Несущие стены	»	Столбчатый	То же
30	1	То же	»	Ленточный	Песок рыхлый
31	3	Полукаркас	»	»	То же
32	3	Несущие стены	»	Столбчатый	Песок средней плотно-
35	2	То же	»	и ленточный	ности
				Ленточный	То же
				»	Суглинок мягкопла-
				»	стичный

вызванных в зданиях забивкой вблизи них свай и шпунта

г, м	Н	Ширина раскрытия		О, мм	Организация, проводившая наблюдение
		до забивки, мм, В ₁	от забивки, мм, В ₂		
6,3	Нет	Менее 0,5	Менее 0,5	Нет	Фундаментпроект
1,0	»	—	До 3,0	12,5	ЛИСИ
1,0	»	Менее 0,5	То же	4,6	»
15,0	»	То же	»	1,0	ВНИИГС
0,5	»	»	»	»	Фундаментпроект
1,0	»	»	»	—	ВНИИГС
1,6	»	»	»	—	Фундаментпроект
1,0	»	»	»	—	ВНИИГС
11,0	»	»	»	—	»
1,0	»	До 5,0	До 1,0	1,0	Фундаментпроект
0,5	»	До 1,0	Менее 0,5	Нет	»
1,5	Есть	Менее 0,5	До 4,0	16,0	»
1,5	Нет	То же	До 2,5	—	ВНИИГС
9,0	»	»	Менее 0,5	0,5	»
1,1	Есть	»	То же	Нет	Фундаментпроект
1,5	»	»	До 1,0	1,0	»
1,0	»	»	То же	Выпор 5,0	»
1,5	»	»	»	130	Эстонпроект
1,5	Нет	До 1,0	До 40	30	ВНИИГС
8,0	»	Менее 0,5	Менее 0,5	1,7	»
3,0	Есть	До 2,0	До 1,0	—	»
10,0	»	То же	То же	—	»
8,0	Нет	»	До 5,0	14,0	Фундаментпроект
1,0	»	Менее 0,5	Менее 0,5	2,0	»
0,7	Есть	До 1,0	То же	—	»
2,2	»	Менее 0,5	»	Нет	»
1,0	Нет	До 5,0	До 1,0	8,0	»
7,5	»	Менее 0,5	До 3,0	18,5	ВНИИГС
1,0	»	До 10,0	До 5,0	17,0	Фундаментпроект
1,5	Есть	Менее 0,5	До 2,5	—	ВНИИГС
1,2	Нет	До 3,0	До 1,0	—	Фундаментпроект
1,4	»	Менее 0,5	Менее 0,5	Нет	»

В	Э	З	М	Ф	Г	r, м	Н	Ширина раскрытия		О, мм	Организация, проводившая наблюдение
								до забивки, мм, B ₁	после забивки, мм, B ₂		
38	1	Несущие стены	Кирпич	Ленточный	Супесь пластичная	3,8	Нет	До 3,0	Менее 0,5	1,0	Фундаментпроект
39	5	То же	»	»	То же	3,0	Есть	То же	До 1,0	3,3	»
40	1	»	»	»	»	4,0	»	»	Менее 0,5	1,0	»
40	1	»	»	»	»	2,7	»	Менее 0,5	То же	Нет	»
40	3	»	»	»	Супесь текучая	28	»	До 100,0	До 5,0	—	»
41	2	»	»	»	Супесь пластичная	4,5	Нет	Менее 0,5	Менее 0,5	Нет	»
45	5	»	»	»	Песок средней плотности	0,7	»	То же	То же	1,0	»
45	3	»	»	»	Песок пылеватый водонасыщенный	10,0	Есть	До 8,0	До 30,0	—	»
45	3	»	»	»	Супесь пластичная	25,0	Нет	Менее 0,5	Менее 0,5	—	»
47	4	»	»	»	То же	0,7	»	То же	То же	1,0	»
47	3	»	»	»	»	6,0	»	»	»	Нет	»
50	6	Полукаркас	»	Столбчатый и ленточный	Песок средней плотности	1,1	»	До 6,0	До 3,0	—	»
—	1	Обмурованный котел	»	То же	То же	1,5	Есть	То же	До 1,0	12	»
—	1	То же	»	»	»	8,5	Нет	»	Менее 0,5	—	»
50	3	Несущие стены	»	Ленточный	»	5,0	»	»	До 30,0	—	»
50	6	Полукаркас	»	Столбчатый и ленточный	»	7,0	»	»	До 6,0	—	»
57	6	Несущие стены	»	Ленточный	»	1,0	»	Менее 0,5	До 4,0	27,0	»
58	3	То же	»	»	Супесь твердая	2,0	Есть	То же	До 3,0	—	ВНИИГС
60	2	Полукаркас	»	Столбчатый и ленточный	Песок пылеватый	1,1	Нет	Менее 0,5	Менее 0,5	—	»
60	2	Несущие стены	»	Ленточный	Песок средней плотности	0,6	Есть	То же	До 5,0	—	»
60	5	То же	»	»	То же	1,0	Нет	»	Менее 0,5	—	»
—	4	»	»	»	»	1,0	Есть	—	До 5,0	26,0	ЛО
74	1	Полукаркас	»	Столбчатый и ленточный	»	7,0	»	»	»	4,0	Фундаментпроект
75	1	Дымовая труба	»	Плита	»	17,0	»	»	»	1,1	»
79	2	Несущие стены	»	Ленточный	»	8,0	Нет	»	Менее 0,5	—	ВНИИГС

и в случае, когда существующее здание имеет трещины или стоит на слабых грунтах.

2. Повреждения зданий

Опыт строительства свайных фундаментов и шпунта вблизи существующих зданий и сооружений показал, что от забивки свай и шпунта могут происходить различные повреждения: осыпание побелки, отслаивание, растрескивание и обвалы штукатурки и лепных изделий, трещины в элементах зданий и т. д., и что повреждения зданий зависят не только от уровня колебаний грунта, но и от целого ряда других факторов — типа грунта и фундамента, этажности здания, состояния здания и т. п.

Для оценки влияния каждого фактора на повреждение зданий было проведено исследование по материалам натурных наблюдений за 55 зданиями, выполненными в основном институтами «Фундаментпроект» и ВНИИГС [30, 46] при ударном погружении свай и шпунтов (табл. 3).

За пороговое значение повреждений приняты трещины с шириной раскрытия $b \geq 0,5$ мм. Вероятность появления этих повреждений в зданиях представлена в виде функции:

$$P_{05} = f(B; Э; З; М; С; r; Ф; Г; Н; О; К), \quad (132)$$

где В — возраст здания; Э — этажность; З — конструктивная схема; М — материал стен; С — состояние здания до начала забивки свай; r — расстояние от погружаемых свай до зданий; Ф — тип фундамента; Г — тип несущего

В	Э	З	М	Ф	Г
38	1	Несущие стены	Кирпич	Ленточный	Супесь пластичная
39	5	То же	»	»	То же
40	1	»	»	»	»
40	1	»	»	»	»
40	3	»	»	»	Супесь текучая
41	2	»	»	»	Супесь пластичная
45	5	»	»	»	Песок средней плотности
45	3	»	»	»	Песок пылеватый водонасыщенный
45	3	»	»	»	Супесь пластичная
47	4	»	»	»	То же
47	3	»	»	»	»
50	6	Полукаркас	»	Столбчатый и ленточный	Песок средней плотности
—	1	Обмурованный котел	»	То же	То же
—	1	То же	»	»	»
50	3	Несущие стены	»	Ленточный	»
50	6	Полукаркас	»	Столбчатый и ленточный	»
57	6	Несущие стены	»	Ленточный	»
58	3	То же	»	»	Супесь твердая
60	2	Полукаркас	»	Столбчатый и ленточный	Песок пылеватый
60	2	Несущие стены	»	Ленточный	Песок средней плотности
60	5	То же	»	»	То же
—	4	»	»	»	»
74	1	Полукаркас	»	Столбчатый и ленточный	»
75	1	Дымовая труба	»	Плита	»
79	2	Несущие стены	»	Ленточный	»

r, м	Н	Ширина раскрытия		О, мм	Организация, проводившая наблюдения
		до забивки, мм, B_1	после забивки, мм, B_2		
3,8	Нет	До 3,0	Менее 0,5	1,0	Фундаментпроект
3,0	Есть	То же	До 1,0	3,3	»
4,0	»	»	Менее 0,5	1,0	»
2,7	»	Менее 0,5	То же	Нет	»
28	»	До 100,0	До 5,0	—	»
4,5	Нет	Менее 0,5	Менее 0,5	Нет	»
0,7	»	То же	То же	1,0	»
10,0	Есть	До 8,0	До 30,0	—	»
25,0	Нет	Менее 0,5	Менее 0,5	—	»
0,7	»	То же	То же	1,0	»
6,0	»	»	»	Нет	»
1,1	»	До 6,0	До 3,0	—	»
1,5	Есть	То же	До 1,0	12	»
8,5	Нет	»	Менее 0,5	—	»
5,0	»	»	До 30,0	—	»
7,0	»	»	До 6,0	—	»
1,0	»	Менее 0,5	До 4,0	27,0	»
2,0	Есть	То же	До 3,0	—	ВНИИГС
1,1	Нет	Менее 0,5	Менее 0,5	—	»
0,6	Есть	То же	До 5,0	—	»
1,0	Нет	»	Менее 0,5	—	»
1,0	Есть	—	До 5,0	26,0	ЛО
7,0	»	»	»	4,0	Фундаментпроект
17,0	»	»	»	1,1	»
8,0	Нет	»	Менее 0,5	—	ВНИИГС

и в случае, когда существующее здание имеет трещины или стоит на слабых грунтах.

2. Повреждения зданий

Опыт строительства свайных фундаментов и шпунта вблизи существующих зданий и сооружений показал, что от забивки свай и шпунта могут происходить различные повреждения: осыпание побелки, отслаивание, растрескивание и обвалы штукатурки и лепных изделий, трещины в элементах зданий и т. д., и что повреждения зданий зависят не только от уровня колебаний грунта, но и от целого ряда других факторов — типа грунта и фундамента, этажности здания, состояния здания и т. п.

Для оценки влияния каждого фактора на повреждение зданий было проведено исследование по материалам натуральных наблюдений за 55 зданиями, выполненными в основном институтами «Фундаментпроект» и ВНИИГС [30, 46] при ударном погружении свай и шпунтов (табл. 3).

За пороговое значение повреждений приняты трещины с шириной раскрытия $b \geq 0,5$ мм. Вероятность появления этих повреждений в зданиях представлена в виде функции:

$$P_{05} = f(B; \text{Э}; \text{З}; \text{М}; \text{С}; r; \text{Ф}; \text{Г}; \text{Н}; \text{О}; \text{К}), \quad (132)$$

где В — возраст здания; Э — этажность; З — конструктивная схема; М — материал стен; С — состояние здания до начала забивки свай; r — расстояние от погружаемых свай до зданий; Ф — тип фундамента; Г — тип несущего

Таблица 4. Распределение повреждений зданий по argumentам функции (132)

Аргумент функции повреждения зданий	Частное значение аргумента	Количество зданий по частному значению аргумента		Вероятность появления трещин более 0,5 мм, P_{i05}	Частное приращение, ΔP_{i05}	Коэффициент влияния, Δ_{i05}	Качественная оценка влияния аргумента на функцию (132)
		общее	с трещинами более 0,5 мм				
Возраст зданий	До 20 лет	21	11	0,52	0,02	0,04	Слабое увеличение
	21—40 лет	15	8	0,53	0,03	0,06	То же
	Более 40 лет	16	7	0,44	-0,06	-0,12	Слабое уменьшение
Этажность зданий	1—2 этажа	17	5	0,3	-0,19	-0,38	Умеренное уменьшение
	3—4 »	17	11	0,65	0,16	0,32	Умеренное увеличение
	5 и более этажей	20	11	0,55	0,06	0,12	Слабое увеличение
	Несущие стены	41	21	0,53	0,04	0,08	То же
	Каркас и полукоркас	16	7	0,44	-0,05	-0,10	Слабое уменьшение
Материал стен здания	Кирпич и шлакоблоки	53	26	0,49	0,02	0,04	Слабое увеличение
	Панели	6	2	0,33	-0,14	-0,3	Слабое уменьшение
	Есть трещины более 0,5 мм	13	5	0,69	0,22	0,47	Умеренное увеличение
Состояние зданий до начала забивки свай	Нет трещин более 0,5 мм	42	17	0,40	-0,07	-0,15	Слабое уменьшение
	Свайные	6	0	0,0	-0,49	-1,0	Очень сильное уменьшение
Тип фундамента	Ленточные	36	20	0,56	0,07	0,14	Слабое увеличение
	На естественном основании (кроме ленточных)	15	8	0,53	0,04	0,08	То же
	Песок рыхлый	8	8	1,0	0,51	1,04	Очень сильное увеличение
Тип грунта под фундаментом здания	Песок средней плотности	30	14	0,47	-0,02	-0,04	Слабое уменьшение
	Суглинок	10	5	0,5	0,01	0,02	Слабое увеличение
	Суглинок	9	1	0,11	-0,38	-0,78	Очень сильное уменьшение

Наличие котлована на уровне или ниже подошвы фундамента здания

Расстояние от погружаемых свай до здания

Амплитуда смещений грунта у здания

Скорость колебаний грунта у здания

Ускорение колебаний грунта у здания

Есть котлован

Нет котлована

До 3,0 м

Более 3,0 м

До 0,45 мм

Более 0,45 мм

До 3 см/с

Более 3 см/с

До 0,2

Более 0,2

Сильное увеличение

Умеренное уменьшение

Слабое увеличение

Умеренное уменьшение

Слабое уменьшение

Слабое увеличение

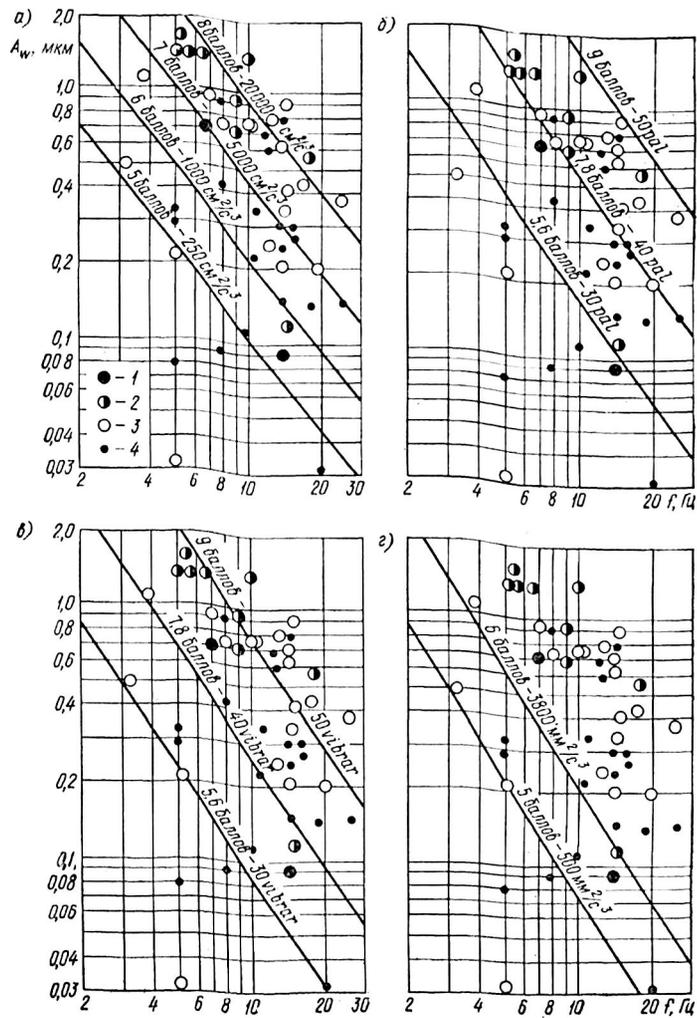
Слабое уменьшение

Слабое увеличение

Слабое уменьшение

Таблица 5. Распределение повреждений зданий, вблизи котловых был устроен котлован

Частное значение аргумента функции повреждений (тип грунта и фундамента)	Количество зданий по частному значению аргумента		Вероятность появления трещин более 0,5 мм, P_{i05}	Частное приращение, ΔP_{i05}	Коэффициент влияния, Δ_{i05}	Качественная оценка влияния частного значения аргумента на функцию (132)
	общее	с трещинами более 0,5 мм				
Пески в целом	14	13	0,93	0,44	0,90	Очень сильное увеличение
	В том числе:					
рыхлые	2	2	1,0	0,51	1,04	То же
средней плотности	12	11	0,92	0,43	0,88	»
Глинистый грунт в целом	10	5	0,5	0,01	0,02	Слабое увеличение
В том числе:						
	суглинок	5	5	1,0	0,51	1,04
Свайные фундаменты	5	0	0,0	-0,49	-1,0	Очень сильное уменьшение
Ленточные фундаменты	3	0	0,0	-0,49	-1,0	То же
Фундаменты на естественном основании, кроме ленточных	17	16	0,94	0,45	0,92	Очень сильное увеличение
	4	2	0,5	0,01	0,02	Слабое увеличение



зование вышеперечисленных шкал в том виде, в каком они предложены, не представляется возможным. При анализе получены значительные расхождения между ожидаемыми повреждениями и зарегистрированными в существующих зданиях.

Наилучшая сходимость между ожидаемыми и зарегистрированными повреждениями получена по отечественной шкале балльности для взрывов. Проведенное аналогичное исследование позволило еще в 1974 г. рекомендовать для нашей инженерной практики принять за критерий оценки опасности для существующих зданий и сооружений скорость колебаний грунта, вызванных забивкой свай или шпунта [41].

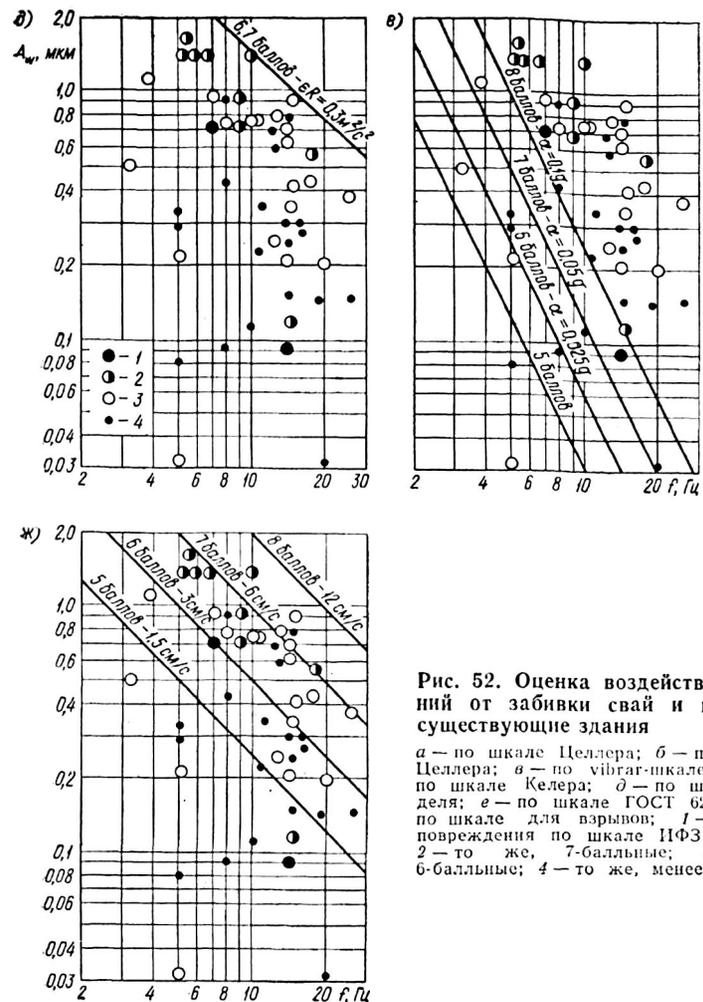


Рис. 52. Оценка воздействия колебаний от забивки свай и шпунта на существующие здания

а — по шкале Целлера; б — по рал-шкале Целлера; в — по вибгаг-шкале Коха; г — по шкале Келера; д — по шкале Гранделя; е — по шкале ГОСТ 6249—52; ж — по шкале для взрывов; 1 — 8-балльные повреждения по шкале ИФЗ АН СССР; 2 — то же, 7-балльные; 3 — то же, 6-балльные; 4 — то же, менее 6-балльных

4. Оценка возможности забивки свай по скоростям колебаний грунта

В последнее время в практике отечественного строительства получила наибольшее распространение методика оценки возможности погружения свай и шпунта у существующих зданий и сооружений по скорости колебаний грунта. Этому способствовал выход в свет Инструкции [11], подготовленной институтами Фундаментпроект и ВНИИГС при непосредственном участии авторов.

Таблица 8. Классификация грунтов оснований по группам в зависимости от их вида и состояния

Группа грунтов оснований зданий и сооружений	Пески	Супеси	Суглинки и глины	Прочие грунты
1	Плотные, кроме мелких и пылеватых водонасыщенных	Твердые	Твердые, полутвердые, тугопластичные	—
2	Средней плотности, кроме пылеватых водонасыщенных; плотные мелкие водонасыщенные	Пластичные	Пластичные, мягкопластичные	—
3	Рыхлые; плотные и средней плотности пылеватые водонасыщенные; мелкие средней плотности водонасыщенные	Текучие	Текучепластичные, текучие	Илы, сильно заторфованные грунты и торфы, насыпной грунт

Таблица 9. Классификация зданий по группам состояния их конструктивных элементов

Группа зданий и сооружений	Вид зданий и сооружений	Деформации в конструкциях
I	<p>Промышленные здания и сооружения</p> <p>Высокие сооружения (дымовые трубы, водонапорные башни и т. п.)</p> <p>Жилые и общественные здания</p>	<p>В железобетонных рамных конструкциях и несущих конструкциях бескаркасных зданий с армированными крупноблочными и кирпичными стенами, а также панельными стенами на ленточных и отдельностоящих фундаментах (включая свайные фундаменты из висячих свай) нет видимых трещин и деформаций</p> <p>В бескаркасных неармированных кирпичных и крупноблочных стенах трещины до 0,5 мм</p> <p>Не имеют наклона</p> <p>Фундаменты в хорошем состоянии</p> <p>В крупноблочных и кирпичных армированных стенах многоэтажных зданий, а также в несущих стенах крупнопанельных зданий при любом типе фундаментов отсутствуют видимые трещины и деформации, а в несущих неармированных крупноблочных и кирпичных стенах имеются трещины до 0,5 мм</p>

Продолжение табл. 9

Группа зданий и сооружений	Вид зданий и сооружений	Деформации в конструкциях
II	<p>Промышленные здания и сооружения</p> <p>Высокие сооружения (дымовые трубы, водонапорные башни и т. п.)</p> <p>Жилые и общественные здания</p>	<p>Фундаменты в хорошем состоянии</p> <p>В железобетонных рамных конструкциях бескаркасных зданий с армированными крупноблочными и кирпичными стенами, а также панельными стенами на ленточных и отдельно стоящих фундаментах (включая свайные фундаменты из висячих свай) трещины до 0,5 мм</p> <p>В бескаркасных неармированных кирпичных и крупноблочных стенах трещины до 3 мм</p> <p>Имеют крен менее 0,004</p> <p>В крупноблочных и кирпичных армированных стенах многоэтажных бескаркасных зданий, а также в несущих стенах крупнопанельных зданий при любом типе фундаментов трещины до 1 мм</p> <p>В несущих неармированных крупноблочных и кирпичных стенах трещины до 3 мм</p> <p>Фундаменты из бутового камня повреждены в результате разрушения раствора кладки</p>
III	<p>Промышленные здания и сооружения</p> <p>Высокие сооружения (дымовые трубы, водонапорные башни и т. п.)</p> <p>Жилые и общественные здания</p>	<p>В железобетонных рамных конструкциях и несущих конструкциях бескаркасных зданий с армированными крупноблочными стенами, а также панельными стенами на ленточных и отдельно стоящих фундаментах (включая свайные фундаменты из висячих свай) трещины более 0,5 мм; в бескаркасных неармированных кирпичных и крупноблочных стенах трещины более 3 мм</p> <p>Имеют отклонения от вертикали, угрожающие потерей устойчивости, и крен более 0,004</p> <p>В крупноблочных и кирпичных армированных стенах многоэтажных бескаркасных зданий, а также в несущих стенах крупнопанельных зданий при любом типе фундаментов трещины более 1 мм, перекосы строительных элементов, нарушающие условия эксплуатации здания</p> <p>В несущих неармированных крупнопанельных и кирпичных стенах трещины более 3 мм</p> <p>В фундаментах существенные повреждения в результате разрушения раствора и коррозии бетона</p>

Таблица 10. Допустимые скорости колебаний грунтов в зависимости от вида и конструктивных особенностей зданий и сооружений

Наименование и конструктивные особенности сооружений	Группа сооружений по состоянию конструкции	Допустимая скорость колебаний грунта в зависимости от группы грунтов основания, см/с		
		1	2	3
Здания со стальным каркасом без заполнения. Здания и сооружения, в которых не возникают дополнительные усилия от неравномерных осадок. Высокие жесткие сооружения	I	6,0	4,5	1,5
	II	4,5	3,0	1,0
	III	3,0	2,2	0,7
Здания с железобетонным каркасом без заполнения и со стальным каркасом с заполнением. Бескаркасные здания с несущими стенами из кирпича и крупных блоков с армированием или железобетонными поясами	I	5,0	3,0	1,0
	II	3,5	2,2	0,7
	III	2,5	1,5	0,5
Здания с железобетонным каркасом с заполнением. Бескаркасные здания с несущими стенами из крупных блоков и кирпича (кладка без армирования)	I	4,0	2,5	0,8
	II	3,0	1,5	0,5
	III	2,0	1,2	0,4
Бескаркасные крупнопанельные здания	I	3,0	2,2	0,7
	II	2,0	1,5	0,5
	III	1,5	1,0	0,4

Допустимые скорости колебаний грунта у здания назначены, исходя из условия, что в зданиях не должно происходить никаких дополнительных осадок, а следовательно, и дополнительных повреждений. В соответствии с методикой для выбора допустимой скорости в каждом конкретном случае следует вначале провести классификацию условий строительства — определить группу грунтов оснований здания по табл. 8, группу зданий по состоянию конструкций (табл. 9). Затем в зависимости от групп сооружений по состоянию конструкций и группы грунтов основания определить по табл. 10 допустимую скорость колебаний грунта у здания (для здания соответствующей конструкции).

По состоянию до начала производства сваябных работ здания и сооружения разделены на три группы. Грунты оснований зданий и сооружений также разделены на три группы. По конструктивным особенностям здания и сооружения были разделены на четыре группы.

С учетом приведенных выше результатов анализа колебаний и повреждений зданий, анализа возможности применения различных сейсмических шкал для нашего случая — забивки свай и шпунта у зданий и сооружений назначены максимальная скорость колебаний грунта у зданий, равная 6 см/с и минимальная — 0,4 см/с (см. табл. 10).

Максимально допустимая скорость колебаний грунта назначена для производственных и гражданских зданий со стальным каркасом без заполнения, для зданий и сооружений, в которых не возникают дополнительные усилия от неравномерных осадок, для высоких жестких сооружений. До начала производства сваябных работ в зданиях не должно быть видимых трещин, неравномерных осадок и кренов. Грунты основания существующих зданий и сооружений — глинистые твердые, полутвердые, тугопластичные или плотные пески.

Минимально допустимая скорость (0,4 см/с) колебаний грунта назначена для бескаркасных крупнопанельных зданий, построенных на слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых текучих грунтах, илах, сильно заторфованных грунтах и торфах, на насыпных грунтах), когда в них имеются значительные трещины, осадки, крены.

Опыт забивки свай и шпунта на протяжении более 10 лет после выпуска «Инструкции» показал следующее. Там, где точно соблюдались ее требования по выбору допустимых скоростей колебаний грунта, по выбору мероприятий, обеспечивающих проведение сваябных работ, по наблюдению за осадками, колебаниями и состоянием существующих зданий, забивка свай проходила успешно. Не зарегистрированы случаи повреждений зданий при уровнях скоростей, заданных в табл. 10. Более того, отмечены случаи, когда забивка свай проводилась под наблюдением специализированной организации, и фактические скорости колебаний грунта у здания были выше, чем допустимые [39, 40]. Поэтому можно считать апробированной методику выбора допустимых расстояний от погружаемых свай и шпунта до существующих зданий и сооружений, основанную на использовании допустимых скоростей (см. табл. 10) на стадии разработки проекта свайных фундаментов или шпунтовых ограждений.

5. Методика приближенного расчета динамических напряжений в грунте под фундаментами и в зданиях

На основе анализа колебаний зданий, была предложена методика приближенного расчета динамических напряжений, возникающих в конструкциях здания и в грунте под фундаментом при забивке свай и шпунта [38]. Расчет проводится на вертикальные колебания с учетом того, что амплитуды их смещений почти всегда больше амплитуд смещений горизонтальных колебаний грунта.

Анализ осциллограмм колебаний грунта с применением ЭВМ показал, что спектральный состав колебаний грунта сходен со спектральным составом переходного колебательного процесса типа затухающей косинусоиды, поэтому в расчет динамических напряжений грунта под зданием и соответственно динамических

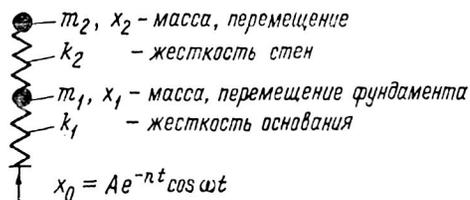


Рис. 53. Расчетная схема здания, испытывающего воздействие от забивки свай

напряжений в здании вводится воздействие в следующем виде:

$$X_0 = Ae^{-nt} \cos \omega t, \quad (138)$$

где A — амплитуда смещения грунта; e — основание натуральных логарифмов; n — затухание амплитуд смещений грунта во времени; t — время; ω — круговая частота колебаний грунта.

В начале главы было показано, что точки здания, расположенные на разных этажах, колеблются со сдвигом фаз. При этом точки фундамента и первого этажа движутся с пренебрежимо малым сдвигом фаз. Вот почему здание было представлено в виде двухмассовой системы: фундамент с частью первого этажа — масса m_1 , остальная часть здания — масса m_2 . Применение модели многомассовой системы, намного усложнив решение, повышает точность не более, чем на 10%. Учитывая, что в моделируемой системе «фундамент — грунт» (рис. 53) демпфирование незначительно влияет на импульсные колебания, оно было исключено из рассмотрения.

Для двухмассовой системы, как известно, уравнение движения для масс имеет следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1 + k_1 x_1 - k_2 (x_2 - x_1) &= k_1 x_0; \\ m_2 \ddot{x}_2 + k_2 (x_2 - x_1) &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (139)$$

где m_1 — масса фундамента и половины первого этажа; m_2 — масса верхней части здания; k_1 — жесткость основания; k_2 — жесткость здания; x_1 — перемещение фундамента; x_2 — перемещение здания.

Как было показано выше, осадки здания чаще всего наблюдаются в пределах до 10 м от места погружения свай вследствие быстрого затухания амплитуд смещений грунта с расстоянием, поэтому для определения значений m_1 , m_2 , k_1 , k_2 в расчет принимается лишь часть здания, равная шагу колонн или шагу поперечных несущих стен, т. е. 5—6 м.

В результате решения уравнений движения получены следующие выражения для расчета абсолютных значений перемещений x_1 , x_2 и динамических напряжений под фундаментом σ_1 и в здании σ_2

$$|x_1| = dA \left| \frac{\sqrt{(b+c)^2 + \gamma^2}}{\sqrt{\Phi^2 + \Psi^2}} \right| e^{-nt}, \quad (140)$$

$$|x_2| = cdA \left| \frac{1}{\sqrt{\Phi^2 + \Psi^2}} \right| e^{-nt}, \quad (141)$$

$$|\sigma_1| = A \frac{k_1}{F_1} \left| \frac{\sqrt{[d(b+c) - \Phi]^2 + (\gamma d - \Psi)^2}}{\sqrt{\Phi^2 + \Psi^2}} \right| e^{-nt}, \quad (142)$$

$$|\sigma_2| = A \frac{dk_2}{F_2} \left| \frac{\sqrt{b^2 + \gamma^2}}{\sqrt{\Phi^2 + \Psi^2}} \right| e^{-nt}, \quad (143)$$

где $b = k_2/m_1$; $c = k_2/m_2$; $d = k_1/m_1$; $\Psi = a + c + 2\beta$; $\Phi = (n^2 - \omega^2)^2 - 4n^2\omega^2$; $\beta = n^2 - \omega^2$; $a = (k_1 + k_2)/m_1$; $\gamma = -2n\omega$; $\Phi = \Phi + \beta(a + c) + cd$.

В Фундаментпроекте одним из авторов этой книги и инженером Н. Н. Колоколовой составлена программа расчета динамических напряжений на ЭВМ класса ЕС «Dinamo» и выполнен

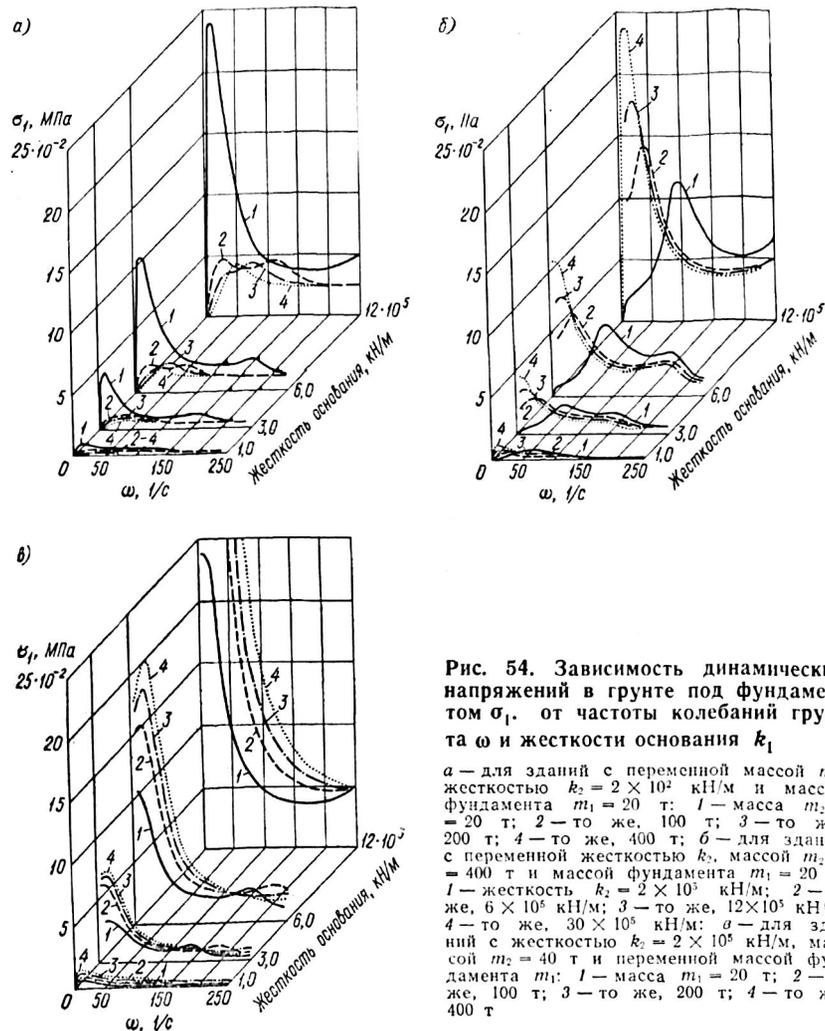


Рис. 54. Зависимость динамических напряжений в грунте под фундаментом σ_1 от частоты колебаний грунта ω и жесткости основания k_1

a — для зданий с переменной массой m_2 , жесткостью $k_2 = 2 \times 10^5$ кН/м и массой фундамента $m_1 = 20$ т: 1 — масса $m_2 = 20$ т; 2 — то же, 100 т; 3 — то же, 200 т; 4 — то же, 400 т; b — для зданий с переменной жесткостью k_2 , массой $m_2 = 400$ т и массой фундамента $m_1 = 20$ т: 1 — жесткость $k_2 = 2 \times 10^5$ кН/м; 2 — то же, 6×10^5 кН/м; 3 — то же, 12×10^5 кН/м; 4 — то же, 30×10^5 кН/м; $в$ — для зданий с жесткостью $k_2 = 2 \times 10^5$ кН/м, массой $m_2 = 40$ т и переменной массой фундамента m_1 : 1 — масса $m_1 = 20$ т; 2 — то же, 100 т; 3 — то же, 200 т; 4 — то же, 400 т

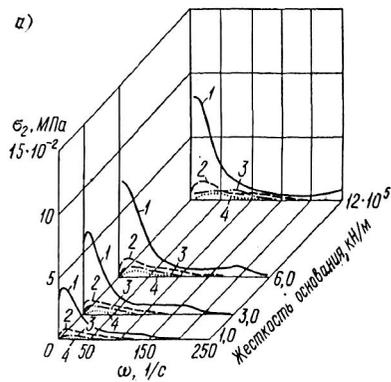
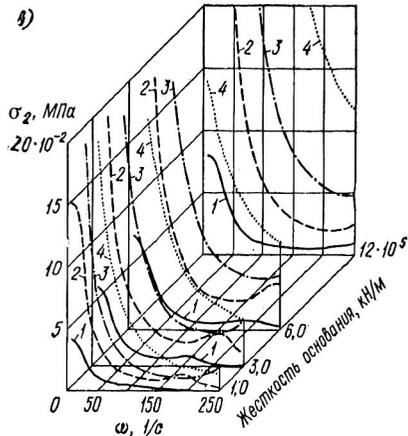
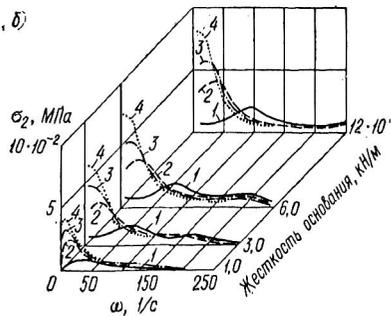


Рис. 55. Зависимость динамических напряжений σ_2 в кладке стен от частоты колебаний грунта ω и жесткости оснований k_1



а — для зданий с переменной массой m_2 , жесткостью $k_2 = 2 \times 10^5$ кН/м и массой фундамента $m_1 = 20$ т; 1 — масса $m_2 = 20$ т; 2 — то же, 100 т; 3 — то же, 200 т; 4 — то же, 400 т; б — для зданий с переменной жесткостью k_2 , массой $m_2 = 400$ т и массой фундамента $m_1 = 20$ т; 1 — жесткость $k_2 = 2 \times 10^5$ кН/м; 2 — то же, 6×10^5 кН/м; 3 — то же, 12×10^5 кН/м; 4 — то же, 30×10^5 кН/м; в — для зданий с жесткостью $k_2 = 2 \times 10^5$ кН/м, массой 40 т и переменной массой фундамента m_1 : 1 — масса $m_1 = 20$ т; 2 — то же, 100 т; 3 — то же, 200 т; 4 — то же, 400 т

расчет для ряда жесткостей оснований и здания, а также ряда масс фундамента и зданий. Примеры графиков зависимости динамических напряжений под фундаментом здания от единичного перемещения основания с учетом частоты колебаний ω приведены на рис. 54, а примеры зависимости динамических напряжений в здании — на рис. 55.

Для всех графиков характерно наличие двух резонансных частот, изменяющихся при изменении одного из параметров k_1 , k_2 , m_1 , m_2 . Расчеты реальных зданий показали, что в грунте под фундаментами динамические напряжения могут достигать десятых долей МПа, т. е. значений, сопоставимых со статическими напряжениями под фундаментами. Вследствие этого вполне реально возникновение дополнительных осадок фундаментов зданий и повреждений в самих зданиях за счет неравномерных осадок.

Уровень же динамических напряжений в стенах зданий также не превышает десятых долей МПа. Такой порядок динамических

напряжений в несущих элементах здания может привести к появлению трещин только в том случае, когда напряжения в элементах от статических нагрузок превышают допустимые, другими словами, когда в здании уже имеются трещины. Таким образом, результаты многофакторного анализа повреждений зданий, выполненного по натурным наблюдениям и приведенного выше, подтверждаются данными расчета динамических напряжений о превалирующем влиянии осадок здания на его повреждение при погружении свай или шпунта.

ГЛАВА VIII

ВЫБОР ОПТИМАЛЬНЫХ РЕШЕНИЙ ПО ЗАБИВКЕ СВАЙ ВБЛИЗИ ЗДАНИЙ И ОЦЕНКА ИХ ЭФФЕКТИВНОСТИ

1. Определение допустимых расстояний от погружаемых свай до зданий

Описываемая ниже методика определения допустимых расстояний от погружаемых свай и шпунта до существующих зданий по динамическим напряжениям разработана, исходя из условия — дополнительные повреждения зданий недопустимы [40], а следовательно, их осадки за счет забивки свай должны быть равны нулю. Кроме того, приняты следующие допущения. Во-первых, свойства грунтов под фундаментом за время забивки свай не изменяются. Во-вторых, влияние динамических напряжений под фундаментом на развитие его осадки принято одинаковым от равных по значению статических напряжений.

Дополнительные осадки μ , таким образом, могут возникать только при достижении следующего условия:

$$\mu = (\sigma + \sigma_1)/R \geq 1.0, \quad (144)$$

где σ — статическое напряжение под фундаментом здания; σ_1 — среднее интегральное значение напряжений за четверть периода основной фазы колебаний; R — расчетное сопротивление грунта по [51].

$$\sigma_1 = y_{cp} |\sigma_1|; \quad (145)$$

$$y_{cp} = 4/T \int_0^{T/4} e^{-nt} \cos \omega t dt = \frac{4(e^{-nT/4} \omega + n)}{T(\omega^2 + n^2)}, \quad (146)$$

здесь T — период основной фазы колебаний.

Расчеты динамических напряжений под фундаментами для 42 построенных зданий и сопоставление с результатами натурных наблюдений за их колебаниями, состоянием и осадками показали следующее.

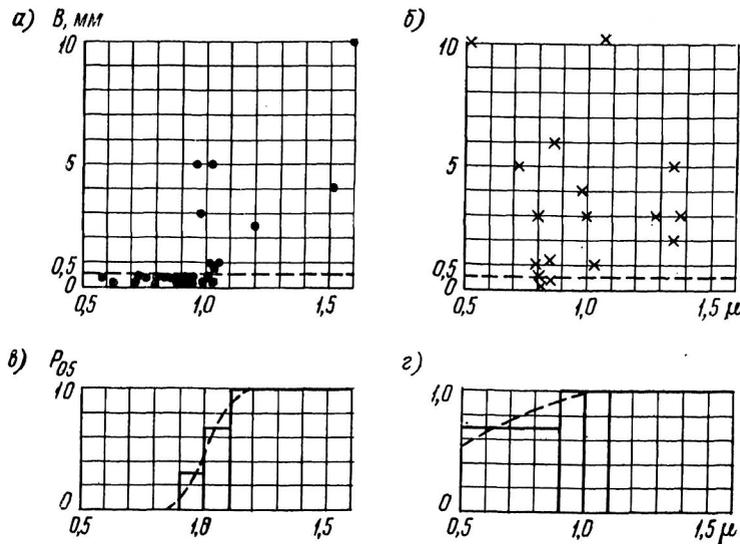


Рис. 56. Результаты наблюдений за повреждениями зданий
 а, б — ширина раскрытия трещин в зависимости от отношения μ [см. (144)] суммарных напряжений к условному расчетному сопротивлению грунта; в, г — вероятность возникновения трещин в зданиях в зависимости от отношения μ
 а, в — при забивке свай с поверхности грунта; б, г — то же, со дна котлована

В зданиях, возле которых погружали сваи или шпунт, всегда возникали трещины при достижении условия $\mu \geq 1,0$. Отмечено, что возникали новые и развивались старые трещины уже при достижении условия $\mu \geq 0,9$. Вероятность возникновения трещин была довольно высокой — 0,33, поэтому принято следующее условие возникновения дополнительных осадок с целью исключения вероятности ошибок при определении допустимых расстояний

$$\mu = (\sigma + \sigma_1)/R \geq 0,9. \quad (147)$$

Отдельно просчитаны осадки зданий, возле которых был открыт котлован и затем погружались сваи. В этих зданиях, основании которых ослаблено устройством котлованов, трещины возникали и развивались даже при условии $\mu = 0,5$ (рис. 56), т. е. в зданиях, которые незначительно передавали давление на грунт и имели значительный запас прочности основания. Вероятность появления трещин с шириной раскрытия 0,5 мм и более была 100 %-ной при отношении суммы статических и динамических напряжений к расчетному сопротивлению грунта $\mu \geq 0,9$. Это лишний раз подтверждает вывод, сделанный в гл. VII, о недопустимости устройства котлованов вблизи зданий без надежного крепления их стенок и забивки свай или шпунта.

Допустимое значение динамических напряжений под фундаментом существующего здания получено из выражения (147):

$$[\sigma_1] = 0,9R - \sigma. \quad (148)$$

Введя в формулу (148) значение динамического напряжения под фундаментом здания (143), определяем значение допустимой амплитуды смещений грунта у здания:

$$[A] = (0,9R - \sigma)/M, \quad (149)$$

где M — динамическое напряжение под фундаментом здания при амплитуде смещения грунта у фундамента здания, равной 1 мм:

$$M = \frac{4k_1 (e^{-nT/4} \omega + n)}{F_1 T (\omega^2 + n^2)} \left| \sqrt{\frac{[d(b+c) - \Phi]^2 + (d\gamma - \Psi)^2}{\Phi^2 - \Psi^2}} \right|. \quad (149a)$$

Допустимое расстояние от погружаемых свай до здания определяется выражением, полученным в результате преобразования формулы (127):

$$[r] = 2 \sqrt{\frac{\text{tg } \nu}{Mk/(0,9R - \sigma)}}, \quad (150)$$

где k — коэффициент, характеризующий наиболее плотный слой грунта, прорезываемый острием сваи или шпунта, мм.

Коэффициент k можно определить по следующим эмпирическим зависимостям:

при забивке свай в пески

$$k = (23\rho_q + 254) \cdot 10^{-3}, \quad (151)$$

при забивке шпунта в пески

$$k = (33\rho_q + 40) \cdot 10^{-3}, \quad (152)$$

при забивке свай и шпунта в глинистые грунты

$$k = (22\rho_q + 129) \cdot 10^{-3}. \quad (153)$$

Описанная методика определения расстояний от зданий и сооружений до забиваемых свай и шпунта по динамическим напряжениям в силу ряда сделанных допущений и упрощений, как и ранее предложенные методики, является приближенной. Кроме того, она менее апробирована, чем методика определения возможности забивки свай по скоростям колебаний грунта у зданий. Поэтому рекомендуем ее использовать только для расчетов на стадии разработки проекта погружения свай или шпунта у зданий или сооружений, причем следует назначать наибольшее из расстояний, полученных по расчету по обеим методикам.

В тех же случаях, когда допустимое расстояние по расчету больше расстояния, требуемого по проекту, следует намечать пробную забивку свай с проведением наблюдения за колебаниями, осадками и состоянием существующего здания или сооружения. На стадии пробной забивки уточняют возможность погружения без повреждения существующего здания или с допущением частичных его повреждений и назначают дополнительные мероприятия.

2. Уменьшение влияния колебаний грунта на здания

Как было показано выше, повреждения зданий при забивке вблизи них свай связаны с развитием неравномерных дополнительных осадок, вызванных колебаниями грунта и зданий, или с образованием выпоров грунта. Процесс образования выпоров с колебаниями грунта не связан, поэтому в настоящей книге не рассматривается. Таким образом, уменьшение влияния колебаний грунта на здания при забивке свай целиком зависит от уменьшения неравномерных дополнительных осадок зданий, вызываемых забивкой.

Комплекс мероприятий, обеспечивающих снижение влияния колебаний грунта на здания и сооружения можно наметить, проанализировав выражение (147), описывающее условие возникновения неравномерных дополнительных осадок. Как следует из (147), существуют три направления снижения влияния колебаний на здания: уменьшение динамических напряжений под фундаментом здания; уменьшение статического давления зданий на основание; повышение несущей способности грунта под фундаментом здания.

Мероприятия, направленные на уменьшение динамических напряжений под фундаментом здания должны обеспечить снижение уровня колебаний грунта, распространяющихся от забиваемых свай. Этого можно достигнуть следующим образом: 1) путем устройства лидерных скважин и разбуривания грунта перед забивкой; 2) погружением свай с подмывом; 3) использованием различных образцов, уменьшающих сопротивление грунта погружению свай; 4) применение электроосмоса при погружении свай в глинистые грунты; 5) уменьшением поперечных размеров свай; 6) снижением массы и высоты падения молота. Выбор любого из этих мероприятий должен быть обоснован и должен учитывать область его рационального применения.

Наиболее доступным и достаточно апробированным способом снижения уровня импульсных колебаний грунта и количества импульсов, воздействующих на здания, является забивка свай в предварительно пробуренные лидерные скважины или в грунт, разрыхленный бурением. Если при этом несущая способность забиваемых свай рассчитана с учетом бокового трения (висячие сваи), то коэффициент забуривания лидерной скважины

$$k_3 = F_{\text{скв}}/F_{\text{св}}, \quad (154)$$

где $F_{\text{скв}}$ и $F_{\text{св}}$ — соответственно площади поперечного сечения лидерной скважины и сваи, не должны превышать 0,3 (в этом случае следует ожидать снижения уровня колебаний на 15—20 %).

При использовании лидерных скважин и при разрыхлении грунта бурением следует проверить, не попадают ли скважины на активную зону работы фундаментов существующего здания, не приведет ли это к местному снижению несущей способности

основания и возникновению неравномерных дополнительных осадок и повреждений здания.

Авторы не располагают данными о применении подмыва при забивке свай с целью снижения воздействия колебаний на здания и о регистрации параметров колебаний грунта при забивке свай с подмывом. Если судить об эффективности этого способа по снижению сопротивления грунта погружению свай, то можно предположить, что уровень колебаний грунта должен существенно (на 40—60 %) понизиться по отношению к уровню колебаний при забивке свай без подмыва. Однако рекомендовать забивку свай с подмывом можно только в том случае, когда есть твердая уверенность, что вода, попавшая в грунт, никак не влияет на несущую способность основания того здания, вблизи которого производится забивка. Авторы предполагают, что примерно такие же результаты снижения уровня колебаний следует ожидать при забивке свай в глинистые грунты с применением электроосмоса.

Использование образцов с целью снижения колебаний при забивке свай испытано башкирскими строителями [9]. Снижение динамических нагрузок на здания и сооружения за счет образцов из смол составило 10—30 %, но до настоящего времени этот опыт не получил распространения в практике строительства.

Вполне обнадеживающие результаты снижения уровня колебаний грунта, а следовательно и их влияния на здания, дает применение свай с уменьшенными поперечными размерами в тех областях свайного поля, которые непосредственно примыкают к существующим зданиям. Например, забивка свай сечением 30×35 см взамен свай сечением 35×35 см в среднем снижает уровень колебаний грунта на 10—20 %. В результате такой замены, очевидно, сокращается общий объем железобетона, но возрастают затраты труда и машинного времени на погружение свай, так как их общее количество возрастает.

Требуемое снижение уровня колебаний грунта за счет уменьшения массы и высоты падения молота можно рассчитать по формуле (123). Целесообразность этого мероприятия проверяется по изучению погружающей способности молота, определяемой по известной методике расчета и по результатам пробной забивки свай.

В специальной литературе имеются предложения по устройству различного рода экранов для уменьшения уровня колебаний грунта за экраном, отделяющим источник от здания. В частности, предлагается забивку свай начинать с ближайших к существующим зданиям с тем, чтобы они служили своего рода экранами для волн, распространяющихся от остальных свай. Эти предложения являются ошибочными. Эксперименты с экранированием колебаний [2], а также результаты описанных выше исследований свидетельствуют о неэффективности устройства экранов для волн, распространяющихся от заби-

ваемых свай. Что же касается ранее забитых свай свайного поля, то их просто нельзя рассматривать в качестве экранов. Как было показано в гл. IV и V, в определенных грунтовых условиях свайное поле может представлять собой слой-волновод и передавать зданию колебания большей интенсивности, чем те, которые регистрируются в том же самом грунте до забивки свай.

В некоторых случаях целесообразно полностью исключить дополнительные динамические напряжения под фундаментами окружающих зданий либо путем перепроектирования конструкций фундаментов, например, на ленточные или столбчатые фундаменты, буронабивные, винтовые сваи и т. п.), либо используя сваевдавливающие агрегаты.

В последнем случае наиболее эффективно применение сваевдавливающих агрегатов, передающих усилия вдавливания с помощью анкерных устройств (например, винтовых свай) на грунт. Если же вдавливание обеспечивается пригрузом, создаваемым массой самого агрегата, вокруг этого агрегата возникает «чаша осадок», в зону которой может попасть часть фундаментов существующего здания, и последнее вследствие неравномерных осадок может получить повреждения. Кроме того, вдавливание как технологический процесс, является более трудоемким, менее производительным и в несколько раз более дорогим способом погружения свай, чем свайная бойка.

Снижение статического давления существующего здания на грунт основания и увеличение несущей способности грунта основания можно рассматривать как альтернативные мероприятия. Уменьшение статического давления может быть временным и осуществляться путем, например, передачи части нагрузок здания на временные опоры с помощью домкратов или других конструктивных мероприятий. Оно может быть постоянным и достигаться за счет увеличения площади фундаментов, забивки дополнительных свай, применения корневидных свай и т. п.

Увеличение несущей способности грунта основания, дающего дополнительные осадки при колебаниях, достигается путем постепенной забивки свай от наиболее удаленных до самых ближних к зданию свай. В процессе забивки основание существующего здания подвергается сначала слабым, а затем все возрастающим динамическим воздействиям. Осадки здания постепенно нарастают, но так как они являются осадками уплотнения, их развитие носит затухающий характер. Если при этом учесть, что интенсивность колебаний резко убывает с увеличением расстояния от свай, то при забивке более удаленных свай осадки здания оказываются более равномерными. Их неравномерность увеличивается при приближении забиваемых свай к зданию, но абсолютная величина этих неравномерных осадок при таком порядке забивки оказывается меньше, чем при погружении, которое ведется, начиная с ближайших к зданию свай.

Увеличения несущей способности грунта основания можно добиться путем цементации, силикатизации или химического закрепления грунта. Вследствие трудоемкости и высокой себестоимости этих работ такие мероприятия оправданы лишь для особо ценных, уникальных зданий.

В заключение можно отметить, что среди прочих рекомендаций по обеспечению сохранности окружающих зданий при забивке вблизи них свай, есть рекомендация по усилению конструкций зданий, имеющих повреждения до начала свайной бойки.

3. Техничко-экономическая эффективность применения фундаментов из забивных свай

Целесообразность устройства свайных фундаментов или шпунта вблизи зданий должна подтверждаться не только возможностью технического исполнения, но и экономическим анализом. На стадии проектирования свайных фундаментов вблизи существующих зданий необходимо проводить сравнение стоимости свайного варианта со стоимостью других технически выполнимых вариантов фундаментов вновь строящегося здания или сооружения.

В практике ведущих в этой области институтов (Фундаментпроект, ВНИИГС, Ленниипроект, НИИпромстрой) методика подсчета экономической целесообразности применения забивных свай или шпунта вблизи существующих зданий, по которой стоимость строительно-монтажных работ (СМР) по сооружению свайного фундамента со всеми дополнительными затратами на наблюдение за осадками и повреждениями зданий при забивке и на ликвидацию возможных последствий от забивки сравнивается со стоимостью СМР по устройству самого экономичного из вариантов фундаментов. Экономический эффект от применения свайных фундаментов вблизи зданий определяется по формуле [45]:

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_n - (\mathcal{E}_{св} + \mathcal{E}_{доп} + \mathcal{E}_p), \quad (155)$$

где \mathcal{E}_n — стоимость СМР по устройству самого экономичного варианта фундаментов; $\mathcal{E}_{св}$ — стоимость СМР по устройству свайного фундамента; $\mathcal{E}_{доп}$ — дополнительные затраты, связанные с наблюдениями за колебаниями, осадками и состоянием существующего здания или сооружения; \mathcal{E}_p — стоимость затрат на ликвидацию последствий, вызванных в существующем здании динамическим воздействием от забивки свай.

В том случае, когда определение допустимых расстояний от забиваемых свай до существующих зданий основано на недопустимости повреждений зданий, экономический эффект определяется выражением

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_n - (\mathcal{E}_{св} + \mathcal{E}_{доп}). \quad (156)$$

Примеры технико-экономического анализа строительства свайных фундаментов на ряде строительных площадок приведе-

ны в табл. 11, из которой видно, что фундаменты из забивных свай во всех случаях оказались экономичнее других типов фундаментов. Экономия стоимости строительства, получаемая за счет сохранения в фундаментах забивных свай составила от 14 до 84 руб. на одну сваю.

Описанная выше методика определения экономического эффекта обладает одним существенным недостатком — не учитывает срок продолжительности строительства. Поэтому была предложена и применена на практике несколько иная методика оценки экономической целесообразности устройства свай или шпунта вблизи зданий [47]. За основу В. К. Рудем принята методика, изложенная в инструкции [12], в соответствии с которой экономический эффект определяется следующим образом:

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_{п.з} + \mathcal{E}_{у.п} + \mathcal{E}_{ф.о} \quad (157)$$

где $\mathcal{E}_{п.з}$ — экономический эффект по приведенным затратам; $\mathcal{E}_{у.п}$ — экономия условно-постоянных расходов строительной организации в результате сокращения продолжительности строительства; $\mathcal{E}_{ф.о}$ — прибыль за счет функционирования объекта за период его досрочного ввода в эксплуатацию.

Годовой экономический эффект от применения забивных свай и шпунта вблизи зданий можно определить по формуле

$$\mathcal{E}_{год} = \mathcal{E} / T_1 \quad (158)$$

где T_1 — продолжительность работ по устройству сравниваемого со свайным вариантом фундаментов, лет.

Для расчета экономического эффекта по формуле (157), кроме сметной стоимости объекта строительства, необходимо знать

Таблица 11. Показатели эффективности свайной бойки

Объект	Стоимость фундаментов из свай, тыс. руб.				Экономический эффект	
	забивных	буронабивных	столбчатых	ленточных	общий, тыс. руб.	на одну сваю, руб.
1. Цех завода ЗИЛ, Москва	14,4	—	29,9	—	15,5	75,6
2. Склад завода ЗИЛ, Москва	40,7	—	49,4	—	8,7	14,0
3. Арматурный цех завода ЗИЛ, Москва	9,5	—	22,9	—	13,4	83,8
4. Хлебозавод, Москва	4,5	7,3	8,6	—	2,8	35,0
5. Хлебозавод, Москва	55,9	82,0	89,3	—	26,1	38,0
6. Холодильник, Москва	12,4	—	16,0	—	3,6	14,4
7. Вагонный участок на ст. Москва-Смоленская	11,1	—	—	16,3	5,2	44,8
8. Главный корпус фабрики «Восход», Москва	53,8	—	67,9	—	14,1	18,1
9. Инженерный корпус ГПИ «Проектмонтажавтоматика», Москва	13,4	20,0	36,1	—	6,6	38,8
10. Корпус завода сельхозмашин, Люберцы	45,2	84,3	—	—	39,1	68,5

следующие данные по свайному и сравниваемому с ним варианту фундамента вблизи существующего здания: себестоимость СМР; стоимость наблюдений за осадками и повреждениями зданий при забивке свай; стоимость ремонта здания после забивки свай; затраты на эксплуатацию машин и механизмов; накладные расходы; капитальные вложения в основные производственные фонды; продолжительность работ по устройству фундаментов.

Расчеты показывают, что сумма экономического эффекта от функционирования объекта за период его досрочного ввода в эксплуатацию $\mathcal{E}_{ф.о}$ и условно-постоянных расходов $\mathcal{E}_{у.п}$ в большинстве случаев превышает первую составляющую $\mathcal{E}_{п.з}$ общего эффекта, определяемого по (157). Это означает, что вынужденные остановки сваебойных работ, допускаемые по различным причинам, могут не только свести на нет экономический эффект от применения свай или шпунта вблизи зданий, но и привести к значительным убыткам. Эти убытки предлагается рассчитывать по нижеприведенной зависимости:

$$Q = (\mathcal{E}_{у.п} + \mathcal{E}_{ф.о}) \Delta T / T_1 \quad (159)$$

где ΔT — продолжительность вынужденных остановок сваебойных работ, лет.

Следовательно, на стадии проектирования следует тщательно анализировать технико-экономические варианты фундаментов вблизи существующих зданий с учетом сроков строительства. Кроме того, нужно предусматривать привлечение специализированной организации, имеющей достаточный опыт в проектировании погружения свай и шпунта в условиях реконструкции для определения возможности их забивки, а в случаях необходимости и для проведения наблюдений за существующими зданиями в процессе сваебойных работ.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Данные о сваях, сваебойном оборудовании и параметрах колебаний грунта на обследованных площадках

Номер объекта	Размеры свай (сечение, см; длина, м)	Характеристика молота			Колебания вертикальной составляющей поверхности грунта на расстоянии 3 м от свай			Коэффициент затухания верт.-кальной составляющей колебаний, 1/м	Скорость распространения фазы маятниковых смещений, м/с	Длина полу-волны максим.-минимального размера смещений, м	Группа грунтов по площади строительства (см. табл. 1)
		Тип	Масса ударной части, т	Высота падения, м	Максим.-миним. амплитуды смещений, мм	Преобладающие периоды, с	Амплитуды скоростей колебаний, мм/с				
1	35×35; 26	Свободное падение	5,2	1,5÷2,0	0,38÷0,81	0,12÷0,18	35÷42	0,13	75÷95	5,3÷9,2	3
2	35×35; 14, 12	То же	5,2	1,5	0,26÷0,52	0,13÷0,20	18÷25	0,06	95÷110	6,5÷8,0	2÷3
3	35×35; 14	»	6,1	0,8÷1,2	0,63÷0,82	0,33÷0,37	11,0÷18,1	0,07	120÷140	14,0÷16,5	3
4	35×35; 10, 14	»	5,5	1,2	0,39÷0,58	0,11÷0,14	20÷26	0,08	110÷123	6,0÷8,6	3÷4
5	40×40; 16	»	5,2	1,2÷2,0	0,47÷0,66	0,10÷0,15	21÷38	0,06	135÷153	7,9÷11,8	2÷3
6	35×35; 9	»	3,3	1,5	0,43÷0,62	0,11÷0,15	22÷35	0,10	110÷125	6,1÷9,3	3
7	35×35; 18	»	6,5	1,0÷2,0	0,57÷0,83	0,07÷0,10	39÷54	0,06	125	5,5÷9,8	2÷3
8	40×40; 28	»	5,5	0,8÷1,3	0,48÷0,86	0,09÷0,14	33÷45	0,08	117	8,2	3
9	35×35; 7	»	4,7	1,0÷1,5	0,22÷0,39	0,06÷0,09	27÷41	0,06	160÷175	5,0÷7,5	2÷3
10	40×40; 16	»	5,0	1,2	0,62÷0,87	0,15÷0,17	32÷36	0,08	115	9,2÷9,7	3
11	35×35; 14	»	5,2	1,2÷1,5	0,30÷0,61	0,08÷0,14	31÷38	0,07	150	4,6÷7,5	2÷3

12	30×30; 6, 8	Дизель-молот С-996	1,8	2,1	0,27÷0,38	0,08÷0,11	23÷29	0,05	160÷180	5,4÷7,7	2÷3
13	30×30; 4	То же, С-330	2,5	1,5÷1,9	0,24÷0,32	0,05÷0,08	25÷36	0,08	80	2,1÷3,2	2÷3
14	30×30; 4	То же, С-996	1,8	1,4÷2,0	0,19÷0,24	0,05÷0,07	23÷27	0,02	190	5,4÷6,7	1
15	30×30; 4	Дизель-молот С-996	1,8	1,4÷2,1	0,27÷0,29	0,05÷0,06	18÷25	0,04	120	2,8÷3,7	2
16	35×35; 14	Свободное падение	3,8	1,0÷1,5	0,21÷0,45	0,07÷0,15	23÷36	0,04	125÷150	6,0÷6,7	3
17	35×35; 15	То же	3,8	1,5	0,38÷0,55	0,08÷0,11	28÷35	0,05	130	5,3÷7,4	2÷3
18	35×35; 14	»	5,2	1,5	0,25÷0,61	0,08÷0,12	36÷40	0,05	160÷180	7,1÷10,8	2÷3
19	30×30; 12	Дизель-молот С-330	2,5	1,3÷1,8	0,19÷0,33	0,08÷0,11	17÷23	0,07	120÷180	6,1÷8,9	2÷3
20	35×35; 14, 18	Свободное падение	6,0	1,2÷1,5	0,50÷0,68	0,15÷0,20	18÷21	0,07	170	7,5÷12,6	3
21	40×40; 24	То же	6,0	1,1÷1,5	0,29÷0,44	0,12÷0,14	14÷21	0,07	157	9,4÷11,0	3÷4
22	35×35; 9, 14	»	5,5	1,0÷1,3	0,28÷0,34	0,09÷0,1	18÷23	0,07	95	4,6÷5,5	2÷3
23	30×30; 6, 8	Дизель-молот С-996	1,8	1,2÷2,1	0,12÷0,24	0,04÷0,06	21÷26	0,05	98	2,3÷4,2	1÷2
24	30×30; 6, 8	То же	1,8	1,4÷2,0	0,15÷0,25	0,04÷0,08	18÷24	0,03	107	2,2÷5,1	1÷2
25	30×30; 8	»	1,8	1,4÷2,1	0,15÷0,20	0,04÷0,06	18÷21	0,03	114	2,8	1÷1
26	30×30; 4	»	1,8	1,6	0,15÷0,34	0,08÷0,09	18÷20	0,03	120	3,5÷5,6	2
27	30×30; 8	»	1,8	1,6	0,10÷0,13	0,04÷0,09	13÷17	0,02	200÷220	4,0÷9,0	2

ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Пример расчета возможности забивки свай вблизи существующего здания

Требуется определить возможность забивки свай сечением 30×30 см, длиной 8 м под вновь строящееся здание вблизи трехэтажного административно-бытового корпуса. Забивку свай намечено проводить с котлована глубиной 1,5 м на расстоянии 3 м от существующего здания. Фундаменты административно-бытового корпуса — ленточные, глубина заложения подошвы фундаментов — 3 м, ширина — 1 м. Здание кирпичное, в хорошем состоянии (трещин нет), с продольными и поперечными несущими стенами толщиной 50 см с размером между осями 5 м. Размеры здания в плане 10×65 м, высота 10 м. В основании здания залегают мягкопластичные суглинки с условным расчетным давлением 0,27 МПа. На глубине 9 м от дневной поверхности залегают мелкие водонасыщенные пески средней плотности с сопротивлением зонда при статическом зондировании 8 МПа.

Расчет будем вести по допустимым скоростям колебаний грунта у здания в соответствии с требованиями инструкции ВСН 358—76 [11], приведенными в гл. VII. По состоянию до начала забивки свай существующее здание можно отнести к I группе зданий (см. табл. 9), а грунты основания фундаментов административно-бытового корпуса ко II группе оснований (см. табл. 8). Допустимая скорость колебаний грунта у здания с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования равна 2,5 см/с (см. табл. 10).

Определяем ожидаемый уровень колебаний грунта от забивки свай по формуле (129):

$$V_{\max} = 0,8 p_q (2/r)^{\operatorname{tg} \nu},$$

где $p_q = 8$ МПа; $r = 3$ м; $\operatorname{tg} \nu = 0,8$ (см. табл. 1); $V_{\max} = 0,8 \cdot 8 (2/3)^{0,8} = 3,2$ см/с $> 2,5$ см/с.

Если уровень скорости колебаний по расчету превышает допустимый, то в таких случаях необходимо уточнить возможность забивки свай по методике, изложенной в п. 5 гл. VII.

В расчет принимаем длину фундамента, равную расстоянию между осями поперечных стен — 5 м. Тогда расчетная площадь фундамента равна 5 м², площадь сечения стен — 2,5 м². Масса фундамента, пола и половины высоты первого этажа, грунта на боковых обрезах фундамента длиной 5 м составляет 25 т (расчет не приводится). Масса верхней части здания равна 70 т. Определим жесткость основания и здания. По [2] принимаем коэффициент C_2 упругого равномерного сжатия грунта с $R = 0,27$ МПа равным 47 000 МН/м³. Жесткость основания определяем по формуле:

$$K_1 = C_2 \cdot 5 = 47\,000 \times 5 = 2,35 \cdot 10^5 \text{ кН/м.}$$

Жесткость стен можно найти из уравнения:

$$K_2 = EF_2/h_p,$$

где E — модуль упругости кирпичной кладки ($E = 2 \cdot 10^3$ МПа); h_p — расчетная высота рассчитываемого здания; h_p принимаем равной высоте до уровня перекрытия второго этажа (отметка приложения массы m , в соответствии с принятой схемой расчета на рис. 53), $h_p = 6,7$ м.

$$K_2 = 2 \cdot 10^3 \cdot 2,5/6,7 = 7,5 \cdot 10^5 \text{ кН/м.}$$

По формуле (150) определяем допустимое расстояние до здания

$$[r] = 2 \sqrt{\frac{\operatorname{tg} \nu MK}{(0,9R - \sigma)}},$$

где M — динамическое напряжение под фундаментом при колебаниях, амплитуда смещений которых равна 1 мм; M определяем по формуле (149); K — коэффициент, характеризующий наиболее плотный слой грунта, прорезаемый свайей: $K = (23 p_q + 254) \cdot 10^{-3} = 0,44$ мм; σ — статическое давление: $\sigma = (35 + 70) : 5 \cdot 10^{-1} = 0,21$ МПа.

Для расчета M определим частоту f , период T , круговую частоту ω колебаний. По формуле (126) частота колебаний грунта равна

$$f = 6 + p_q = 6 + 8 = 14 \text{ Гц.}$$

Период колебаний

$$T = 1/f = 0,07 \text{ с.}$$

Круговая частота

$$\omega = 2\pi f = 2\pi \cdot 14 = 88 \text{ с}^{-1}.$$

При расчете M затухание n принимаем равным среднему значению затуханий, полученному по экспериментальным данным, т. е. $n = 20 \text{ с}^{-1}$. Подставляя значения масс, жесткостей, периода, частоты, затухания выполняем расчет величины M по формуле (149а) и получаем $M = 0,0905$ МПа/мм. В результате расчета допустимого расстояния по выражению (150) получаем значение $r = 2,3$ м.

Таким образом, уточнение, выполненное по методике с учетом дополнительных напряжений, возникающих под фундаментом в результате забивки свай, показывает, что свай можно погрузить. Однако, учитывая высокий уровень колебаний, ожидаемых от забивки свай на расстоянии 3 м от здания, следует принять некоторые меры по безопасности — забивку свай на расстоянии до 10 м от существующего здания проводить при условии удаления людей из опасной зоны (10 м от свай), наблюдения за состоянием и осадками здания, измерения колебаний грунта и здания.

Список литературы

1. Асимптотические методы и стохастические модели в задачах распространения волн/Под ред. Г. И. Петрашова, К. П. Латышева. Л.: Наука, 1968. 216 с.
2. Баркан Д. Д. Динамика оснований и фундаментов. М.: Стройвоенмориздат, 1948. 412 с.
3. Баркан Д. Д. и др. Динамические напряжения в сваях при продольном ударе//Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений: Мат-лы Всесоюз. конф. (16—18 мая 1973, Ташкент). Ташкент: ФАН, 1975. С. 48—54.
4. Баходдин Б. В. Сопротивление глинистых грунтов при погружении свай//Свайные фундаменты: Тез. докл. семинара-совещания. Киев, 1971. С. 61—64.
5. Бланд Д. Нелинейная динамическая теория упругости. М.: Мир, 1972. 180 с.
6. Васильевский Ю. И. Динамика погружения железобетонных свай при забивке//Тр. координац. совещ. по гидротехнике. 1971. Вып. 66. С. 47—51.
7. Далматов Б. И., Ершов В. А., Ковалевский Е. Д. Некоторые случаи осадки фундамента при забивке шпунта и свай//Докл. к междунар. симпозию по динамике грунтов. М., 1967. С. 40—52.
8. Динамика сплошных сред в расчетах гидротехнических сооружений/Б. И. Диндх, В. Л. Лобышев, В. М. Ляхтер и др. М.: Энергия, 1976. 391 с.
9. Зиязов Я. Ш., Ковалев В. Ф., Готман А. Л. Некоторые результаты исследований колебаний подземных трубопроводов при забивке вблизи них свай//Тр. НИИПромстроя. Уфа, 1976. Вып. 18. С. 48—53.
10. Ивакин Б. Н. Моделирование сейсмических волновых явлений М.: Наука, 1968. 287 с.
11. Инструкция по забивке свай вблизи зданий и сооружений: ВСН 358—76. М., 1976. 53 с.
12. Инструкция по определению экономической эффективности использования в строительстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений: СН 509—78. М., 1979. 44 с.
13. Калюжнюк М. М. Исследование параметров колебаний грунта при забивке свай на моделях//Сб. тр. ВНИИГСа. 1976. Вып. 43. С. 40—53.
14. Калюжнюк М. М. Распространение волн смещений в упругом полупространстве, вызываемых импульсивной нагрузкой от источника типа сваи//Волны в грунтах и вопросы виброметрии: Мат-лы 3-й Всесоюз. конф. по динамике оснований, фундам. и подзем. соор. (16—18 мая 1973, Ташкент). Ташкент: ФАН, 1975. С. 48—53.
15. Калюжнюк М. М., Ковалевский Е. Д. Прогнозирование параметров колебаний грунта при свайных работах//Мат-лы 4-й Всесоюз. конф. по динамике оснований фундам. и подзем. соор. (16—18 ноября 1977, Ташкент). Кн. 2. Ташкент: ФАН, 1977. С. 276—279.
16. Калюжнюк М. М., Огурцов К. И. К вопросу о расчете упругого динамического поля для некоторых распределенных воздействий//Волны в грунтах и вопросы виброметрии//Мат-лы 3-й Всесоюз. конф. по динамике оснований, фундам. и подзем. соор. (16—18 мая 1973, Ташкент). Ташкент: ФАН, 1975. С. 41—47.
17. Ковалевский Е. Д. Результаты наблюдений за колебаниями песчаного грунта и осадками зданий при забивке шпунта//Механика грунтов, основания и фундаменты: Краткое содерж. докл. к 15-й науч. конф. ЛИСИ. (24 янв.—4 февр. 1967). Л., 1967. С. 34—38.
18. Ковалевский Е. Д., Калюжнюк М. М. Зависимость колебаний поверхности грунта от веса и высоты падения молота при забивке свай//Сб. тр. ВНИИГСа. 1974. Вып. 39. С. 72—78.
19. Ковалевский Е. Д., Калюжнюк М. М. Колебания грунта при забивке свай и их влияние на здания//Проблемы применения рациональных конструкций фундаментов в условиях Белорусской ССР: Тез. докл., представленных на республ. науч.-техн. конф. (27—28 мая 1976, Витебск). Витебск, 1976. С. 97—100.
20. Ковалевский Е. Д., Калюжнюк М. М. Требования к производству свайбойных работ вблизи зданий//Повышение качества производства работ нулевого цикла: Мат-лы краткоср. семинара (8—9 февр. 1977). Л.: ЛДНТП, 1977. С. 67—70.
21. Ковалев В. Ф. Исследование влияния забивки свай на подземные трубопроводы при устройстве фундаментов в условиях реконструкции предприятий нефтехимии: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. Пермь, 1981. 17 с.
22. Корчагина О. А., Москвина А. Г. О восстановлении истинного движения почв по сейсмограмме//Изв. АН СССР. Сер. Физика Земли. 1975. № 3. С. 27—42.
23. Кузьмина Н. В. Восстановление истинного движения грунта по записям смещений, полученных в ближней зоне взрывов//Количественная оценка сейсмических воздействий: Вопросы ниж. сейсмологии. 1980. Вып. 20. С. 136—151.
24. Кунин И. А. Теория упругих сред с микроструктурой. М.: Наука, 1975. 415 с.
25. Максимов Л. С., Шейнин И. С. Измерение вибраций сооружений. Л.: Стройиздат, 1974. 254 с.
26. Николаев А. В. Сейсмика неоднородных и мутных сред. М.: Наука, 1973. 174 с.
27. Огурцов К. И., Озеров Д. К. О теоретико-экспериментальных работах 1952—1953 гг.//Вопросы динамической теории распространения сейсмических волн. Сб. 2. Л.: Изд-во ЛГУ, 1959. С. 217—290.
28. Огурцов К. И., Петрашень Г. И. Динамические задачи для упругого полупространства в случае осевой симметрии//Ученые записки ЛГУ. 1951. № 149. Вып. 24. С. 3—121.
29. Огурцов К. И., Успенский И. Н., Ермилова И. Н. Некоторые количественные исследования по распространению волн в простейших упругих средах//Вопросы динамической теории распространения сейсмических волн. Т. 1. Л.: Гостоптехиздат, 1957. С. 296—365.
30. Опыт забивки свай вблизи зданий в условиях Ленинграда/Ковалевский Е. Д., Калюжнюк М. М., Андреев И. А., Вершинин В. П.//Устройство фундаментов и подземных сооружений вблизи существующих зданий: Матер. к краткоср. семинару (19—20 апр. 1976). Л.: ЛДНТП, 1976. С. 51—58.
31. Островский Л. А. Феноменологическая теория волн конечной амплитуды в твердых телах. Свердловск, 1975. 29 с.
32. Оценка погрешности при регистрации импульсных смещений треугольного вида датчиком И001/Калюжнюк М. М., Ковалевский Е. Д., Крымский И. Л., Печерская Ш. Л.//Сб. тр. ВНИИГСа. 1973. Вып. 35. С. 159—164.
33. Пасечник И. П. Сравнение результатов теоретического и экспериментального исследования резонансных явлений в системе «почва — сейсмограф»//Изв. АН СССР. Сер. Геофизическая, 1952. № 5. С. 23—29.
34. Петрашень Г. И. Распространение волн в анизотропных упругих средах. Л.: Наука, 1980. 280 с.
35. Петрашень Г. И., Марчук Г. И., Огурцов К. И. О задаче Лемба в случае полупространства//Ученые записки ЛГУ. 1950, № 135. Вып. 21. С. 71—118.
36. Рахматуллин Х. А. и др. Волны в двухкомпонентных средах. Ташкент: ФАН, 1974. 266 с.
37. Рудь В. К. Влияние различных факторов на характеристики коле-

баний грунта от забивки свай и шпунта.//Науч.-техн. реф. сб. Сер. 5. Спец. строит. работы. Вып. 6. М., 1981. С. 16—19.

38. Рудь В. К. К вопросу динамических напряжений в зданиях от забивки свай//Тр. 5-й всесоюз. конф. по динамике оснований, фунда-ментов и подзем. сооруж. Ташкент: ФАН, 1981. С. 145—147.

39. Рудь В. К. Колебания зданий, вызываемые забивкой свай//Тез. докл. 2-й всесоюз. конф. «Совершенствование методов расчета зданий и сооруже-ний на динамические воздействия». (16—18 ноября 1982, Тбилиси). М., 1982. С. 91.

40. Рудь В. К. Колебания зданий при забивке вблизи них свай//Экс-пресс-информ. Сер. Спец. строит. работы. Вып. 6. М., 1983. С. 34—39.

41. Рудь В. К. Об оценке интенсивности воздействия колебаний грунта на существующие здания при забивке свай и шпунта//Сб. тр. ин-та фунда-ментпроект. Вып. 12. М.: ЦБНТИ, 1972. С. 29—34.

42. Рудь В. К. Об ошибках при возведении свайных фундаментов вблизи зданий//Мат-лы 4-й всесоюз. конф. по динамике оснований, фунда-ментов и подзем. сооруж. Кн. 2. Ташкент: ФАН, 1977. С. 296—298.

43. Рудь В. К. Об энергии, расходуемой на колебания грунта при за-бивке свай//Науч.-техн. реф. сборник. Сер. 4. Спец. строит. работы. Вып. 12. М., 1982. С. 20—22.

44. Рудь В. К. Опыт использования тензометрии при проведении инже-нерно-геологических изысканий//Науч.-техн. реф. сб. Сер. 5. Спец. строит. работы. Вып. 7. М., 1981. С. 4—7.

45. Рудь В. К. Оценка возможности и целесообразности забивки свай и шпунта вблизи зданий//Динамика оснований, фундаментов и подзем. сооружений//Тез. Всесоюз. конф. (Нарва, 1—3 окт. 1985). Л., 1985. С. 237—238.

46. Рудь В. К. Оценка динамического воздействия на здания от погру-жения свай//Науч.-техн. реф. сб. Сер. 5. Спец. строит. работы. Вып. 12. М., 1981. С. 18—20.

47. Рудь В. К. Оценка технико-экономической эффективности свайного фундамента, выполненного вблизи существующих зданий//Экспресс-информ. Сер. 5. Спец. строит. работы. Вып. 3. М., 1987. С. 7—9.

48. Руководство по наблюдению за деформациями оснований и фунда-ментов зданий и сооружений/НИИОСП Госстроя СССР. М., 1975. 160 с.

49. Ставицер Л. Р. Деформации оснований сооружений от ударных на-грузок. М.: Стройиздат, 1969. 196 с.

50. Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Л.: Стройиздат, 1978. 288 с.

51. Строительные нормы и правила. 2.02.01—83: Основания зданий и сооружений: Нормы проектирования.

52. Строительные нормы и правила. 3.02.01—83*: Основания и фунда-менты: Организация, производство и приемка работ.

53. Шейнин И. С. Моделирование: Справочник по динамике сооруже-ний/Под ред. Б. Г. Коренева и И. Л. Рабиновича. М.: Стройиздат, 1972. С. 375—468.

54. Attuwell P. B. and Farmer J. W. Attenuation of Ground Vibration from Pile Driving. —/Ground Engineering. Vol. 6, No 4, 1973. P. 26—29.

55. Hagerty D. J., Peck R. B. Heavy and lateral movement due pile driving/Journal of the Soil Mech. and Foundat. Div. Proc. Amer. Soc. Civil Eng., 1971. Vol. 97, No 11, P. 1513—1532.

56. Mohan D., Murthy V. N. S., Sen Gupta D. P. Structural damages to existing buildings due to pile driving in Calcutta region/J. of the Inst. of Engrs. (India), Vol. 50, No 7, march, 1970. P. 27—31.

57. Rud. V. K. Evaluating dynamic effect of pile driving on existing buildings/J. G. S. Conference on Geotechnical Engineering. India, New Delhi, Dec. 20—22. 1978. P. 235—239.

58. Schwab J. P. Pile driving influence on surrounding soil and structur-ес/Civ. Eng. Pract. and Des. Eng. 1985, Vol. 4, No 8. P. 641—684.

59. Wiss I. F. Damage Effects of Pile Driving Vibration. High way Research Board, Washington, D. C., 1967, P. 14—20.

О Г Л А В Л Е Н И Е

Предисловие	3
Введение	4
Глава I. Теоретические основы представления об образовании волн в грунте и об их распространении	7
1. Математические модели в динамике грунтов, оснований и фунда-ментов	8
2. Уравнения движения грунта как твердого деформируемого тела	9
3. Динамические задачи теории упругости	11
Глава II. Распространение волн в упругом полупространстве от источ-ников, моделирующих сваю	14
1. Постановка задачи	14
2. Импульсный источник типа вертикальной силы	16
3. Линейный осесимметричный импульсный источник	22
4. Смещения, распространяющиеся в безграничной среде от точеч-ного и линейного источников	26
5. Смещения на поверхности полупространства от линейного и то-чечного источников	31
6. Явления дисперсии волн в упругом полупространстве	39
Глава III. Аппаратура и методика инструментальных наблюдений за колебаниями и осадками	46
1. Задачи измерения колебаний	46
2. Аппаратура для измерения параметров колебаний	47
3. Влияние прибора на запись колебаний	49
4. Методика измерений параметров колебаний	52
5. Аппаратура и методика наблюдений за осадками и состоянии зданий	54
Глава IV. Натурные наблюдения колебаний грунта при забивке свай	56
1. Общая характеристика измеряемых параметров колебаний	57
2. Кинематические характеристики волны, распространяющихся от за-биваемых свай	62
3. Зависимость смещений грунта от глубины погружения свай	65
4. Зависимость смещений грунта от расстояния до источника ко-лебаний	73
5. Зависимость смещений грунта от высоты падения и массы молота	75
6. Колебания грунта при наличии слоя сезонного промерзания	78
7. Распространение колебаний в глубине грунтового массива	80
8. Энергия колебаний, распространяющихся в грунте от забивае-мых свай	83

Глава V. Изучение параметров колебаний грунта на мелкомасштабных моделях	87
1. Постановка задачи и условия моделирования	87
2. Оборудование, аппаратура и методика исследований	91
3. Обоснование достоверности результатов исследований	93
4. Влияние размеров свай на колебания грунта	97
5. Зависимости параметров колебаний грунта от глубины, на которой они регистрируются	98
6. Распространение колебаний в грунтах на свайном поле	101
7. Соотношение между усилиями в свае и параметрами колебаний грунта	103
Глава VI. Прогнозирование параметров колебаний грунта при забивке свай	106
1. Применение формулы Б. Б. Голицына для оценки уровня колебаний на разных расстояниях от источника	107
2. Определение уровня колебаний грунта в зависимости от массы и высоты падения молота	109
3. Прогнозирование параметров колебаний с учетом фазовых скоростей распространения волн	111
4. Учет грунтовых условий при прогнозировании уровня колебаний	111
5. Прогнозирование колебаний по результатам статического зондирования грунтов	113
Глава VII. Колебания и повреждения зданий при забивке свай	116
1. Колебания зданий	116
2. Повреждения зданий	126
3. Использование различных сейсмических шкал для оценки опасности повреждений зданий	132
4. Оценка возможности забивки свай по скоростям колебаний грунта	135
5. Методика приближенного расчета динамических напряжений в грунте под фундаментами и в зданиях	139
Глава VIII. Выбор оптимальных решений по забивке свай вблизи зданий и оценка их эффективности	143
1. Определение допустимых расстояний от погружаемых свай до зданий	143
2. Уменьшение влияния колебаний грунта на здания	146
3. Технико-экономическая эффективность применения фундаментов из забивных свай	149
Приложения	152
Список литературы	156