

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО  
ОБРАЗОВАНИЯ

ТАШКЕНТСКИЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

ФАКУЛЬТЕТ «СТРОИТЕЛЬСТВО ЗДАНИЙ И  
СООРУЖЕНИЙ»

КАФЕДРА «ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ, ОСНОВАНИЯ  
И ФУНДАМЕНТЫ»

**Норматов Миркомил Усмонкулович**

## **Магистерская диссертация**

Тема. «Исследования уплотняемости лёссовых грунтов основании  
гидротехнических сооружений»

Для присвоения степени магистра по специальности  
5А580701 «Гидротехнические сооружения»

Научный руководитель  
Консультант

к.т.н. доц. Сайфиддинов С.  
К.г-м.н. Частоедов.Ю.Н.  
(ОАЖ Узгипротяжпром)

Диссертация рассмотрена  
на заседании кафедры  
«Гидротехнические сооружения,  
основания и фундаменты»  
и допущена к защите  
Зав. каф. Доц. Файзиев.Х.М.  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2012г.

**Ташкент-2012**

## Оглавление

	Введение
ГЛАВА 1	Развитие пластических зон в основании сооружения при сейсмических воздействиях рабочая гипотеза. состояние вопроса, задача и методика исследования
	характеристика исследованных грунтов.....
	Развитие пластических зон под подошвой фундамента при сейсмических воздействиях.....
	Рабочая гипотеза.....
	Состояние изученности вопроса.....
	Задача и методика исследований.....
	Характеристика исследованных грунтов.....
ГЛАВА 2	Исследование нарушения структуры увлажненных лессовых грунтов при колебаниях.....
	Критическое ускорение.....
	Интенсивность колебания.....
	Длительность колебания.....
	Внешняя пригрузка.....
	Влажность грунта.....
	Прочностные характеристики грунта.....
	Выводы по главе 2.....
ГЛАВА 3	Полевые исследования нарушения и уплотнения увлажненных лессовых грунтов.....
	Задачи исследования.....
	Подготовка опытных площадок.....
	Анализ результатов исследований.....
	Выводы по главе 3.....
ГЛАВА 4	Прогноз изменения несущей способности лессового основания при колебаниях.....
	Основные положения.....
	Напряженное состояние колеблющейся грунтовой среды.
	Расчетное давление на основание в сейсмических условиях.....
	Выводы по главе 4.....
ГЛАВА 5	Виброуплотнение лессовых оснований гидротехнических сооружений.....
	Цель виброуплотнения.....
	Рекомендация по виброуплотнению оснований гидротехнических сооружений.....
	Основные положения.....
	Выбор вибрационных машин для уплотнения грунтов.....
	Виброуплотнение оснований гидротехнических сооружений.....
	Виброуплотнение насыпных грунтов вокруг фундамента.....
	Внедрение результатов исследований.....

## Введение

В сложных инженерно-геологических условиях находится значительная часть территории Узбекистан. К таким территориям относятся и области распространения лессовых просадочных грунтов, в частности территория республик Средней Азии и Кавказа," где сложность инженерно-геологических условий усугубляется высокой сейсмичностью и возможностью их увлажнения при урбанизации земель. Эти условия вызывают необходимость применения таких строительных приемов, которые обеспечили бы высокую надежность и долговечность сооружений /1,8,31,38,42,56,61,89,91,104/.

Проектирование и возведение зданий и сооружений на слабых грунтах каковым относятся и увлажненные лессовых, в сейсмических районах с обеспечением их прочности, устойчивости и надежной эксплуатацией является одной из сложных проблем современного строительства.

Изучение причин деформаций зданий и сооружений, возведенных на увлажненных лессовых грунтах при сейсмическом воздействии показывает, что неравномерная просадка фундамента и деформации возведенных сооружений происходят и при минимальном давлении на грунт, а характер деформации конструкции зависит от грунтовых условий и интенсивности сеймики. Характерным примером этому могут служить последствия Газлийских землетрясений ,когда полностью оказались разрушенными не только гидротехнических сооружения, по и более легкие, в том числе деревянные конструкции т. е. произошло повреждение зданий и сооружений независимо от удельного давления, передаваемого на основания, и мощности активной /сжимаемой/ зоны /25,85/.

Таким образом, при наличии слабых водонасыщенных лессовых грунтов, способных переходить в динамически нарушенное состояние не всегда можно обеспечить прочность и устойчивость сооружений путем расчета их оснований по первому предельному состоянию /по несущей способности/.

В связи с этим возникает необходимость разработки нового принципа проектирования исходя из условий совместной работы всей конструкции в целом с основанием, т. е, с учетом прочностных характеристик грунтов основания, специфики работы конструкции здания.

Одним из самых надежных методов, обеспечивающих прочность и устойчивость эксплуатации сооружений назначением величины расчетного давления на основание и расчета ограничения величины средней осадки и обусловленной величины разности осадок отдельных соседних фундаментов послужило бы соблюдение условия когда  $\alpha_{кр} > \alpha_c$  /где  $\alpha_{кр}$ ,  $\alpha_c$  -соответственно величины критического и сейсмического ускорений колебания частиц грунта/ во всех точках основания.

Известно, что какому виду грунта, в зависимости от его состава, состояния и свойства присуще свое критическое ускорение колебания частиц грунта, Критическим ускорением  $\alpha_{кр}$  большинство авторов называют такое ускорение колебания частиц грунта, при достижении которого грунт находится в состоянии предельного равновесия и достаточно незначительного превышения ускорения

против критического, чтобы водонасыщенных грунт перешел в состояние потери своей динамической устойчивости, т. е, в состояние “разжижения”. В результате разжижения происходит падение структурной прочности грунта и развитие значительных пластических деформаций как в грунтах, залегающих в граничных с фундаментом зонах, так и в подфундаментной зоне основания, приводящих к недопустимым деформациям самого сооружения.

Условия когда  $\alpha_{кр} > \alpha_c$  достигнуть за счет увеличения прочностных характеристик грунтов. Одним из способов увеличения прочностных характеристик грунтов является их уплотнение.

В настоящее время уплотнение ведется одним из известных методов: с помощью катков, тяжелых трамбовок, виброуплотнением и т. п./3,5,6,9,11,22,30,45,46,72,75,92,103,114,115/. Исходя из условий задачи наибольший интерес для наших исследований представляет виброуплотнение катками. Виброуплотнение катками широко применяется в практике гидротехнического и дорожного строительства /4,10,26,67,73,99,106,109,110,113/.

Уплотнение грунтов катками-одна из наиболее ответственных операций процесса возведения дамб, плотин, насыпей, земляного полотна, так как она определяет в значительной степени прочность и долговечность сооружений, дорожных и аэродромных покрытий. Этот метод уплотнения грунтов может быть использован и в подготовке оснований для гидротехнических застроек, особенно в сельской местности, где глубина заложения фундаментов и активная зона деформации от веса зданий небольшая в виду незначительности передаваемого давления на грунт.

Метод виброуплотнения катками наиболее экономичен и эффективен, особенно для уплотнения насыпных грунтов, залегающих вокруг фундамента. Это обеспечивает созданию соответствующей прочности лессовых грунтов основания и в боковых зонах фундамента и способствует ликвидации явлений сейсмопросадок соответственно повышая значение  $\alpha_{кр}$  в рассматриваемых зонах. Применение этого метода в практике строительства на лессовых грунтах в сейсмических районах вместе с тем требует дополнительной постановки лабораторных и полевых экспериментальных исследований и своего теоретического обоснования для решения поставленной задачи.

Вышеизложенное обуславливает актуальность проблемы настоящего исследования целью которого является изучение закономерностей изменения прочностных и деформационных свойств лессовых грунтов в условиях их виброуплотнения в зависимости от состава, состояния и свойств грунтов при воздействиях различных внешних факторов /интенсивности, параметров и длительности колебания, веса виброуплотняющего механизма и др./, для борьбы с развитием пластических зон под подошвой фундамента в сейсмических условиях. В соответствии с данной целью были поставлены следующие задачи:

- анализ возможности нарушения структур и развития пластических зон в граничных с фундаментом грунтах, а также в основаниях зданий при сейсмических на них воздействиях ;

- разработка рабочей гипотезы о развитии пластических зон при колебаниях грунта;

- разработка методики проведения экспериментальных исследований;
- проведение экспериментальных исследований в полевых и лабораторных условиях для выявления закономерностей изменения при виброуплотнении прочностных и деформационных свойств лессовых грунтов в зависимости от различных внутренних и внешних факторов, с целью борьбы с развитием пластических зон под подошвой фундамента;
- теоретическое обоснование выявленных закономерностей и разработка метода проектирования основания обеспечивающего динамическую устойчивость различных гидротехнических сооружений в условиях сейсмики;
- разработка оптимальных параметров виброуплотнения лессовых грунтов и рекомендаций по применению этого метода в строительстве гидротехнических сооружений.

Структура диссертации последовательно отражает ход решения поставленных задач.

Диссертация состоит из введения, пяти глав и общих выводов. В основу диссертации положены результаты натурных и лабораторных исследований выполненных диссертантом на различных лессовых грунтах Узбекистана и республик средней Азии.

Научная новизна работы заключается в следующем:

- изучена динамика изменения прочностных и деформационных свойств лессовых грунтов в зависимости от состава, состояния и свойств грунтов при виброуплотнении в условиях влияния различных внешних факторов;
- установлено снижение несущей способности основания за счет изменения в условиях сейсмики параметров прочности грунтов;
- разработаны оптимальные параметры виброуплотнения лессовых грунтов и рекомендации на подготовку грунтов основания для гидротехнического строительства.

#### **На защиту выносятся:**

- основные положения о возможности развития пластических зон в основании гидротехнических сооружений при интенсивных землетрясениях;
- характер и закономерность развития пластических зон как в граничных с фундаментом грунтах, так и в основаниях;
- установленные закономерности изменения прочностных и деформационных свойств лессовых грунтов в условиях виброуплотнения в зависимости от различных внутренних и внешних факторов;
- метод определения несущей способности оснований из лессового грунта в условиях сейсмических воздействий;
- рекомендация по виброуплотнению лессовых грунтов.

Практическое значение работы состоит в разработке метода проектирования и строительства оснований гидротехнических сооружений из лессовых грунтов в условиях сейсмических воздействий.

Реализация работы. Результаты работы использованы в практике строительства при подготовке оснований под гидротехническими сооружениями.

#### **Апробация работы.**

Основные положения диссертации доложены на:

Публикации. Результаты выполненных исследований отражены в 8 опубликованных работах.

Объем работы. Диссертация состоит из введения, пяти глав, основных выводов, списка литературы объем .....стр..... рисунков и ..... таблиц.

Работа выполнена в период с 2011 по 2012гг, на кафедре механика грунтов, основания и фундаменты Ташкентского архитектурно строительных института под руководством доц. Сайфиддинов С.

# **ГЛАВА 1. Развитие пластических зон в основании гидротехнических сооружений при сейсмических воздействиях. Рабочая гипотеза. Состояние вопроса. Задача и методика исследования. Характеристика исследованных грунтов.**

## **1.1 Развитие пластических зон под подошвой фундамента при сейсмических воздействиях.**

Анализ случаев аварий сооружений, потерпевших при сильных землетрясениях показывает, что грунты, залегающие в граничных с фундаментом зонах, нередко служат причиной ослабления несущей способности основания.

Это обуславливает тем, что котлованы, вскрытые для возведения фундаментов сооружений, обычно заполняются теми же грунтами/рыхлыми, насыпными/без особого соблюдения мер, повышающих их динамическую устойчивость. Лишь в небольших случаях насыпные грунты вокруг фундаментов уплотняются с помощью трамбуемых установок, что часто мало эффективно с точки зрения рассматриваемой нами задачи. В результате грунты, залегающие в граничных с фундаментом зонах, оказываются во многих случаях наиболее поддающимися динамическому уплотнению. Это в конечном итоге приводит к разгрузке основания фундаментов и развитию недопустимой пластической деформации грунтов в подфундаментной части основания

Таблица 1

Характеристика увлажненного лессовидного суглинка

Показатель	Единица измерения	Величина
Плотность грунта	кН/м	26,8
Объемная масса грунта	кН/м	17,9
Влажность грунта	%	20,7
Пористость	%	44,6
Угол внутреннего трения	Град.	27,25
Связность	МПа	0,0011

произошло колебание почвы интенсивностью около 6 баллов (в Кызылкумах 8 баллов), что вызывало деформацию грунтов основания дома. Вследствие сейсмопросадки увлажненных лессовых грунтов образовались трещины в фундаменте и фасадной стене размерами 1-2 см (рис 1). Образовались также трещины в насыпных грунтах вокруг дома. Эти трещины, различные размерами /наибольшие 3-5 см в сильно увлажненной южной части/ сопровождалась с разжижениями и просадками (рис.2). Здесь произошло выпирание грунта изпод подошвы фундамента в результате снижения его несущей способности (рис3).

Для изучения причины такого явления были исследованы образцы грунтов отобранные из глубин 2,6 и 4,5 м у южного торца дома. Вибрация лессовидного

суглинка показала, что изменение прочности (связности) зависит в большей степени от частоты колебания.

Опыты проводились при вибрации с ускорением  $\alpha \approx 600 \text{ мм/с}^2$ . Изменение режима вибрации в этих опытах достигалось за счет частоты колебания при постоянном значении амплитуды. Регистрируемым параметром в рассматриваемом случае явилась связность грунта до и после опыта. Так, при частоте  $F = 2 \text{ Гц}$  первоначальная связность грунта  $C_w(H) = 0,0041 \text{ МПа}$  снизилась  $C_w(K) = 0,0025 \text{ МПа}$ ; при  $F = 6 \text{ Гц}$  соответственно:  $C_w(H) = 0,0045 \text{ МПа}$  на  $C_w(K) = 0,0010 \text{ МПа}$  при  $F = 10 \text{ Гц}$   $C_w(H) = 0,0050 \text{ МПа}$  на  $C_w(K) = 0,0004 \text{ МПа}$  и при  $f = 15 \text{ Гц}$  -  $C_w(H) = 0,0046 \text{ МПа}$  на  $C_w(K) \approx 0$ .

Отмечено, что при частотах выше  $10 \text{ Гц}$  (высокочастотные землетрясения) величина связности грунта уменьшается до нуля даже при 6-балльном землетрясении.

Приведенный пример достаточно отчетливо свидетельствует о нарушении структуры водонасыщенного грунта и его уплотнения и возможном переходе его в разжиженное состояние в граничных фундаментом зонах, вызывая разгрузку основания и развитие пластических деформации (деформации сдвига) на достаточно глубокие зоны под фундаментом здания.

Пример также обоснует актуальность поставленной задачи и ее весьма важное народнохозяйственное значение.

В свете анализа подобных случаев из практики строительства автор поставил перед собой задачу изучить возможных условий нарушения структуры и уплотнения водонасыщенного лесса с точки зрения прогноза изменения несущей способности основания в этих условиях. При решении задачи возникла необходимость в разработке некоторой рабочей гипотезы, которая должна была быть подвергнута экспериментальной проверке, и в дальнейшем теоретическому обоснованию с использованием в нем выводы опытов. В результате проведенного исследования предполагалось сделать из них практические выводы и дать соответствующие рекомендации для возведения сооружений на слабых



Рис-1. Трещины, образовавшиеся в цокольной части здания.

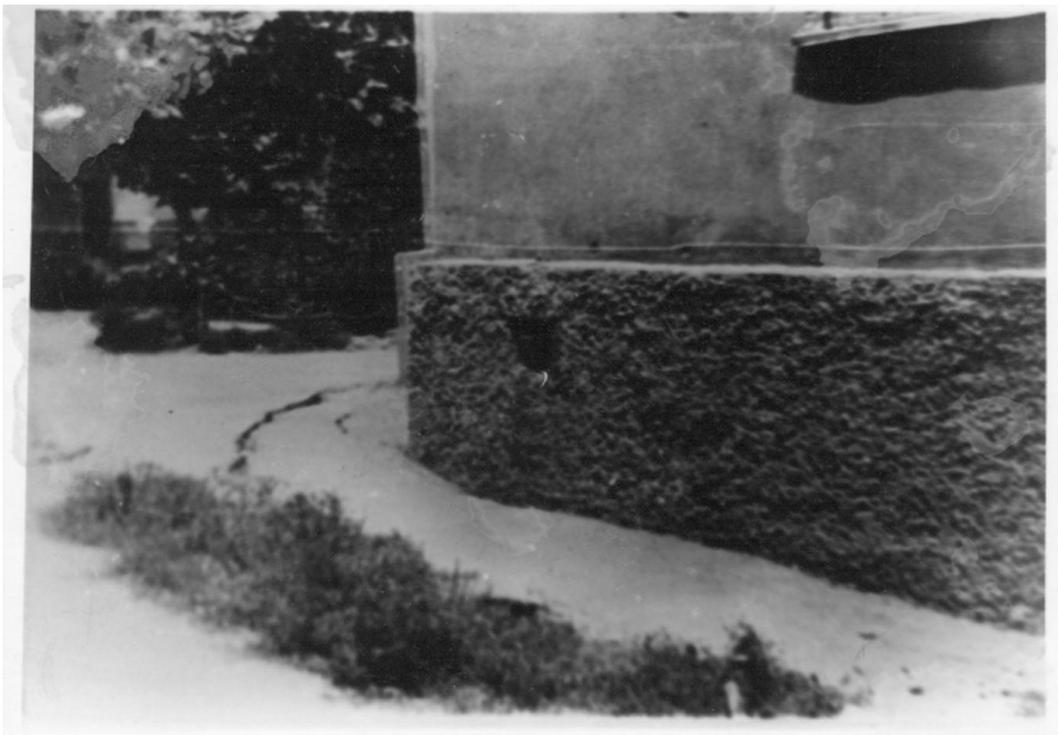


Рис. 2. Деформация переувлажненных насыпных грунтов вокруг дома.



Рис.3. Выпор грунта из под подошвы фундамента.

Водонасыщенных лессовых грунтах, связанные с возможным на них воздействием сейсмических сил.

### 1.2. Рабочая гипотеза

Расчет оснований, сложенных слабыми водонасыщенными лессами в сейсмических районах может быть произведен с помощью известных формул механики грунтов при обязательном соблюдении условия  $\alpha_{кр} > \alpha_c$  (где:  $\alpha_c$  - максимальное сейсмическое ускорение; действующее на грунтовый массиву  $\alpha_{кр}$  - критическое ускорение-пороговое ускорение, определяемое прочностными характеристиками структуры грунта/ или, если это условие не соблюдается (т.е. при  $\alpha_{кр} < \alpha_c$ ), то при оценке несущей способности основания должно быть учтено снижение прочности грунта при колебании.

Для определения допускаемого давления на грунт имеются различные решения, основанные на положениях теории упругости. В основном эти решения отличаются между собой допущением в той или иной степени зоны предельного равновесия в подфундаментной зоне основания.

Эти зоны, очевидно, будут погашены давлением грунта, находящегося в краевых зонах сооружений выше подошвы фундамента Н. За основу большинства этих разработок положена известная Формула Н.П. Пузыревского:

$$Z = \frac{P_0}{\pi \gamma_{\text{ср}}} \left( ctg \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - \left( H + \frac{C_w}{\gamma_{\text{ср}} tg \varphi_w} \right)$$

Где  $Z$  - глубина зоны предельного равновесия;

$P_0$  - нагрузка, действующая на основание;

$H$  - глубина заложения фундамента;

$C_w$  - сцепление грунта;

$\varphi_w$  - угол внутреннего трения грунта;

$\gamma_{\text{ср}}$  - средняя объемная масса грунта.

Согласно этому выражению, зона предельного равновесия /разрушения/  $Z$  увеличивается с возрастанием нагрузки  $P_0$ .

Однако применительно к динамическим условиям работы грунта это положение является справедливым для случая, когда соблюдается условие  $\alpha_{\text{кр}} > \alpha_{\text{с}}$  противном случае /при  $\alpha_{\text{кр}} < \alpha_{\text{с}}$ / мы сталкиваемся с возможностью увеличения во времени зоны разрушения и при постоянно действующей нагрузке /  $P_0 = \text{const}$  / в сейсмических условиях работы основания. Это увеличение связывается с изменением /падением/ прочностных характеристик грунтов основания, обусловленных разрушением их структурной связности при воздействии сейсмической нагрузки на основания сооружений. В рассматриваемых случаях устойчивость сооружений определяется, в первую очередь, состоянием грунта граничной с сооружениями зоны.

Нарушение структуры грунта происходящее вначале в краевых зонах подошвы фундамента распространяясь постепенно в глубь приводит к разгрузке в подфундаментной зоны, что вызывает снижение. Эффекта заглубления фундамента в сейсмических условиях. Этим и характеризуется увеличение активной, переходящей в динамически нарушенное состояние зоны от интенсивности колебания. В пределах этой зоны как было отмечено многими специалистами наблюдается ослабление прочности грунта за счет воздействия противодавления в случаях полного или частичного его водонасыщения.

Как известно, роль заглубления сооружения сводится к обеспечению в краевой зоне фундаментов в уровне их подошвы дополнительной нагрузки, погашающей действующие здесь касательные напряжения. При полном взвешивании слоя грунта в граничных с фундаментом зонах эффект заглубления будет полностью потерян и внутренние связи грунта в условиях колебания постепенно ослабляются. В данном случае эффект заглубления будет зависеть от длительности динамического воздействия. Тогда приведенная выше формула приобретает вид:

$$Z = \frac{P_0}{\pi \gamma_{\text{ср}}} \left( ctg \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - \left( H_{\text{с}(t)} + \frac{C_w(t)}{\gamma_{\text{ср}} tg \varphi_w} \right)$$

где  $H_{\text{с}(t)}$  — изменяющаяся во времени при колебании эффекта заглубления фундаментам  $C_{w(t)}$  - пластичная связность грунта в момент времени  $t$ . таким

образом, величина зоны предельного равновесия будет увеличиваться за счет уменьшения во времени связности лесса и падения эффекта заглубления при колебаниях (рис.4). В этих условиях допуск зоны разрушения при определении расчетной нагрузки, как это делается

Рис.4. Расчетная схема рабочей гипотезы

В статическом расчете при динамике может привести к нарушению общей устойчивости основания. Отсюда применительно к динамическим условиям работы оснований, сложенных из грунтов, способных перейти в нарушенное принять  $Z=0$ .

Указанная гипотеза была положена автором в основу проведенного им исследования. В соответствии с этой гипотезой, центральным определяющим вопросом является изменение прочностных характеристик грунтов, залегающих вокруг фундамента и связанное с ним распространение пластической деформации в подфундаментной зоне основания со всеми вытекающими отсюда последствиями (выпор грунта изпод подошвы фундамента см. рис-3).

### **1.3. Состояние изученности вопроса**

Анализ литературных источников показывает, что вопрос в плане нашей задачи в обобщенном виде отсутствует. Однако исследованиям поведения лессовых грунтов в динамических условиях посвящены работы многих узбекских и зарубежных ученых.

Исследования Н.И., Кригера показали, что сейсмическая просадка зависит от величины сейсмической энергии, амплитудно-частотного спектра колебаний, резонансных явлений, прочности структурных связей в породе и т.д.

По данным А.С. Мусаэляна определяющим фактором образования сеймопросадки является снижение прочностных характеристик грунтов.

Результаты опытов А.С. Алешина, А.Д. Кожевникова, И.Г. Менделя, С.И. Лаврусевича и др. показали, что возрастание влажности влечет за собой уменьшение прочности структурных связей и предрасположение лессовых пород к сейсмическим просадкам - уплотнению при землетрясениях, взрывах, производственных динамических нагрузках.

А.А. Мустафаев и И.Ш. Гаджи-заде исследовали механические характеристики просадочных лессовых грунтов Азербайджана в условиях трехосного напряженного состояния при действии циклических нагрузок с продолжительностью воздействия 2-15 сек. Исследованные грунты имели исходную влажность 7,1%, пористость 46%. Опыты проводились при двух постоянных боковых давлениях 0,1 и 0,2 МПа. На основании результатов исследований установлено:

- при постоянных вертикальных давлениях с уменьшением частоты динамического воздействия заданной амплитуды относительная деформация возрастает, в то же время прочностные характеристики грунта уменьшаются. Отсюда следует, что уменьшением частоты динамического воздействия разрушение образцов грунта достигается меньшими значениями уплотняющих давлений.

В результате лабораторных исследований А.И. Лагойски установил, что на потери прочности грунта при динамических воздействиях влияют следующие основные факторы: величина амплитуды колебаний, минералогический состав частиц грунта, содержание в грунте частиц размером менее 0,001 мм, влажность грунта.

Н.А.Преображенская и И.А. Савченко испытывали образцы глинистого грунта при горизонтальных колебаниях на специальной установке, сконструированной Д.С. Левшенским. Ими была установлена линейная зависимость сопротивления грунта сдвигу от нормального давления как при динамических, так и статических нагрузках. Результат опытов также показали уменьшение сопротивления грунта сдвигу по мере увеличения частоты колебаний, Надо отметить, что уменьшение сопротивления сдвигу грунта начинается при увеличении частоты колебания с некоторого ее значения (критическая частота колебания) зависящего от амплитуды колебаний, Например, критическая частота колебания при амплитуде  $A=0,6-0,7$  мм.

С.В. Месчан проводив опыты по определению вибросопротивления глинистых грунтов сдвигу при различных значениях амплитуды колебаний и постоянной частоте пришел к выводу:

- уменьшение сопротивления грунта сдвигу происходит по мере увеличения амплитуды колебаний в пределах  $2A=0,1$  мм, а дальнейшее увеличение амплитуды колебаний сравнительно мало влияет на сопротивление грунта сдвигу  $\tau$  сд;

- для определения  $\tau$  сд в зависимости от амплитуды колебаний можно воспользоваться следующим соотношением:

$$\tau_{(a)} = \tau_0 l^{-k\alpha}$$

Где  $\tau_0$  — сопротивление грунта сдвигу при статическом приложении нагрузки;

$K$  - коэффициент, определяемый из опыта;

- с увеличением уплотняющей нагрузки снижается влияние вибрации;
- уменьшение сопротивления грунта сдвигу происходит в основном вследствие снижения величины сцепления;
- угол внутреннего трения изменяется незначительно (в сторону увеличения).

В 30 - X годах Г.И.Покровским и его сотрудниками впервые были проведены экспериментальные исследования влияния вибраций на коэффициент внутреннего трения грунтов. Проведенные исследования показали, что коэффициент внутреннего трения грунта с увеличением энергии колебаний уменьшается на 25-30% чем до вибрирования.

Исследования А.Казагранде, В.Шанона, Х.Сиды и других исследователей показали, что при кратковременных импульсных нагрузках наблюдается значительное повышение прочности некоторых типов грунтов (илов, пластичных глин, суглинков и др.), чувствительных к изменению скорости деформаций.

Л.С.Лапидус и др. рассматривают влияние пульсационных нагрузок на прочностные свойства связных грунтов. Ими выявлено, что угол внутреннего трения для связных грунтов при пульсационной нагрузке практически снижается до нуля [17].

А.А.Бахтанова, В.Ф.Черняев и И.П. Бондарев проводив лабораторные опыты с лессовыми грунтами на сдвиговых приборах ВСВ-25, установленных на вибростенде УВ70-100, пришли к выводу:

- при ускорениях до 3,2 g- образцы лессовидных суглинков естественной влажности  $W = 0,05$  практически не испытывают дополнительные деформации, а сдвиговые испытания при динамических воздействиях показывают 10-15% снижение прочности в основном за счет угла внутреннего трения  $\varphi$ ;

- при тех же ускорениях замоченные образцы дают дополнительную деформацию, возрастающую с ростом ускорений. Сдвиговые испытания водонасыщенных образцов при динамических воздействиях показали почти двукратное снижение прочности, также за счет снижения  $\varphi$ ;

Г.Н. Жинкин и И.В. Прокудин исследовали изменения параметров сопротивления сдвигу глинистых грунтов в трехосного напряженного состояния при динамических воздействиях. На основании результатов исследований установлены изменения сцепления и угла внутреннего трения грунтов / 77 /.

Опытами А.А.Кагана и др. выявлено, что с увеличением ускорения колебаний сопротивление сдвигу падает, а при определенном режиме может снизиться до величин, близких к нулю. Если же указанный режим не является разрушающим, то уменьшение прочности происходит главным образом за счет параметра сцепления / 36 /.

Исследования, проведенные М.Ю. Абелевым и Х.Г.Гафуровым на водонасыщенных лессовых грунтах в стабилометрах показали, что при динамических нагружениях значения угла внутреннего трения оказались на 3-6° ниже, чем при статических испытаниях, а значения сцепления при этом снижались на 10-17% / 2 /.

Ю.Г. Трафименков и А.А. Добровольский / 106 / исследовал влияние.

Динамических воздействий на прочностные характеристики лессовых грунтов установили, что при сейсмических воздействиях уменьшается только величина сцепления / до 0,01 МПа /, а угол внутреннего трения остается неизменным.

Х.З.Расулов и С.С.Сайфиддинов придает большое значение связности грунта в потере прочности и образования сейсмопросадки лессового грунта.

В.М.Гольдштейн и А.В.Ермолинский, изучая влияние динамического воздействия на прочностные характеристики грунтов установили:

в глинистых грунтах при динамической нагрузке угол внутреннего трения меняется мало / на

- воднако, сцепление уменьшается в 2-3 раза;

- увеличение частоты при одинаковой величине динамического и статического воздействия сокращает время до разрушения, не влияя на прочностные характеристики.

Р.А.Ниязов, А.М.Худайбергенов и М.Ш. Шерматов, изучая влияние сейсмических сил на сопротивление глинистых грунтов сдвигу, пришли к выводу, что под влиянием сейсмических сил резко уменьшается сцепление и угол внутреннего трения водонасыщенных глинистых пород, причем этот процесс находится в прямой зависимости от величины ускорения, частоты и амплитуды колебаний, а также состояния самого грунта.

Как показывает результат проведенного автором анализа литературных данных, что в вопросах динамического нарушения структуры грунта имеются различные мнения. Поисследованиями одних специалистов следует, что при

нарушении структуры лессовых грунтов существенное значение имеет амплитуда, а у других частота колебаний и пр. Однако вопрос влияния параметров вибрации на изменение структуры грунтов все же изучен недостаточно. Также недостаточным является исследование влияния ускорения колебания на нарушение структуры лессовых грунтов.

В последние годы специалистам уделяется большое внимание на исследование сейсмопросадки лесса при динамических воздействиях. Изучением сейсмопросадки занимаются многие специалисты [13,19,28,32-35,41-44,48,61,62,79-88,91,94,102], однако и в этом вопросе имеются различные мнения, в особенности, касающиеся причин проявления этого явления и влияния различных факторов на протекание процесса сейсмопросадки и т.п.

По вопросу борьбы с сейсмопросадкой лессовых грунтов, несмотря на его актуальность, до сих пор отсутствует какие либо конкретные данные, за исключением некоторых отдельных работ, касающихся к начальному этапу исследования.

Х.З. Расуловым были разработаны расчетные методы критического ускорения и сейсмоустойчивого основания, в основе которых положено сопоставление уже известных нам ускорения колебания критического и сейсмического. Опыты, проведенные им в лабораторных условиях показали, что величина критического ускорения  $\alpha_{кр}$  связана с прочностными характеристиками грунтов, с прочностью внутренних связей, повышение которых во всех случаях проводило к возрастанию величины  $\alpha_{кр}$ .

Необходимо отметить, что в рассмотренных выше работах также не уделялось должного внимания вопросам исследования изменения прочностных характеристик, развития пластических и просадочных деформаций лессовых грунтов при сейсмических воздействиях, разработки методов способствующих ликвидации сейсмопросадочных деформаций и уменьшающих развитие пластических деформаций в подфундаментной зоне.

#### **1.4. Задача и методика исследований**

Выше приведенный анализ состояния вопроса показал важность и в тоже время недостаточность изучения вопросов обеспечения динамической устойчивости структуры лессовых грунтов в условиях насыпи вокруг фундамента. Не уделялось должного внимания процессам и закономерностям развития зон пластической деформации оснований сооружений при сейсмических воздействиях с различной интенсивностью.

Исследование закономерности изменения прочностных свойств увлажненных лессовых грунтов в пределах активной зоны при виброуплотнении, с целью борьбы с развитием пластических зон под подошвой фундамента в зависимости от различных внутренних и внешних факторов как было отмечено выше является главной задачей настоящей работы. Конкретное определение задач исследований изложено в вводной части настоящего труда.

Цель и задачи исследований предопределило и методику исследований.

Основная цель экспериментальных исследований - изучение закономерностей проявления увлажненным лессовым грунтам пластических деформаций, т.е. нарушение его структуры в динамических условиях в зависимости от внутренних /состава, состояния и свойств грунта/ и внешних/пригрузки, интенсивности, параметров и длительности динамических воздействий/ факторов. При этом необходимо качественно и количественно установить изменение прочностных и деформационных характеристик грунта, определяющих развитие пластических зон, что связано с постановкой опытов, предназначенных для выяснения природы и закономерности изучаемых явлений.

Экспериментальные исследования были выполнены в лабораторных и полевых условиях при сопоставимых параметрах.

Лабораторный эксперимент проведен на виброустановке конструкции ТашПи/Х.З.Расулов, Ю.Н.Частоедов, С.С.Сайфиддинов/. Виброустановка позволяет воспроизводить гармонические горизонтально-вынужденные колебания при амплитуде от 0,1 до 6,0 мм и частоте 1-12 Гц. На поверхность испытуемого образца грунта можно предавать пригрузку от заданного вертикального давления в широких его пределах. Общий вид и схематический разрез вибрационной установки приведены на рис.5,6. Установка /рис.6/ состоит из вибрационной плиты 2, кривошипно-шатунного механизма с эксцентриковым валом 5, электродвигателя постоянного тока 6, станины 1, четырехшарника 3, различных сосудов для помещения испытуемых образцов грунта и приспособления для пригрузки на поверхность образца 4.

Опытный сосуд жестко закреплен в центре вибрирующей плиты. Вибрирующая плита подвешена на верхней части станины с помощью четырех шарниров и соединяется с электродвигателем с помощью кривошипно-шатунного механизма. Виброплита имеет целый ряд отверстий для закрепления опытных сосудов. Станина смонтирована на бетонном фундаменте.

Электродвигатель с помощью кривошипно-шатунного механизма передает виброплите гармонические горизонтально-вынужденные колебания.

В нижней и боковой частях опытного сосуда предусмотрены сливные отверстия, для разгрузки сосуда и слива избыточной воды при водонасыщении образца грунта.

Приспособление для пригрузки состоит из горизонтального коромысла 8, двух вертикальных подвесок 9, штампа с отверстиями 10, через который отжимается вода и воздух при деформации образца. Нагрузкана образец создается полиспасной системой с грузочной площадкой 11. Для гашения инерционных сил возникающих при вибрации грузовая платформа подвешена на тросе с помощью мощной пружины 12. Для измерения величины пригрузки использован динамометр 7, а для измерения деформации образца может быть использован индикатор часового типа 13.

Плавная регулировка числа оборотов электродвигателя путем изменения напряжения тока в цепи электродвигателя с помощью лабораторного автотрансформатора, позволяет создавать различной интенсивности вибрационные воздействия с учетом амплитуды и частоты колебания. Интенсивность вибрационного воздействия оценивается по формуле гармонического колебания:

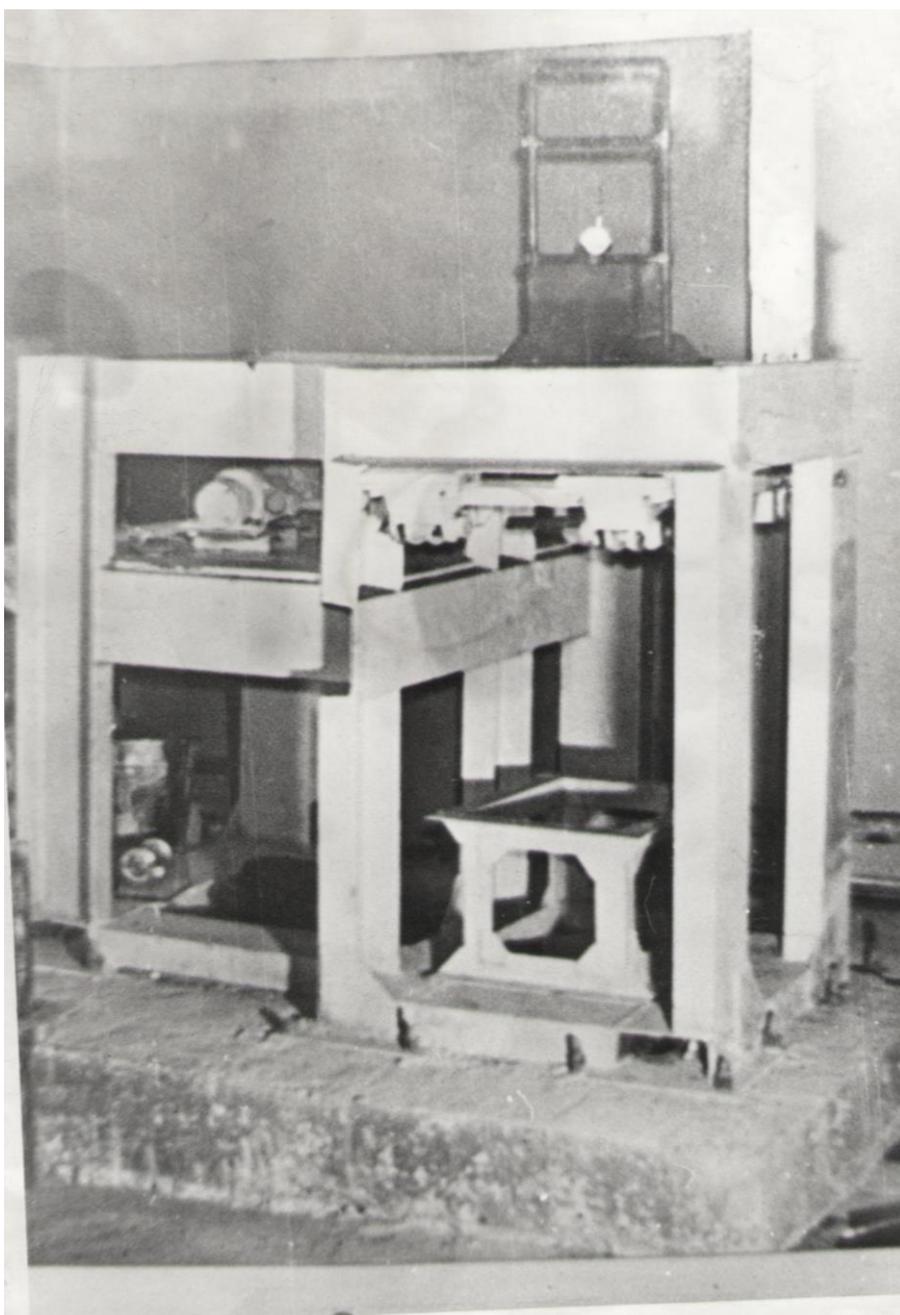


Рис.5. общий вид вибрационной установки.

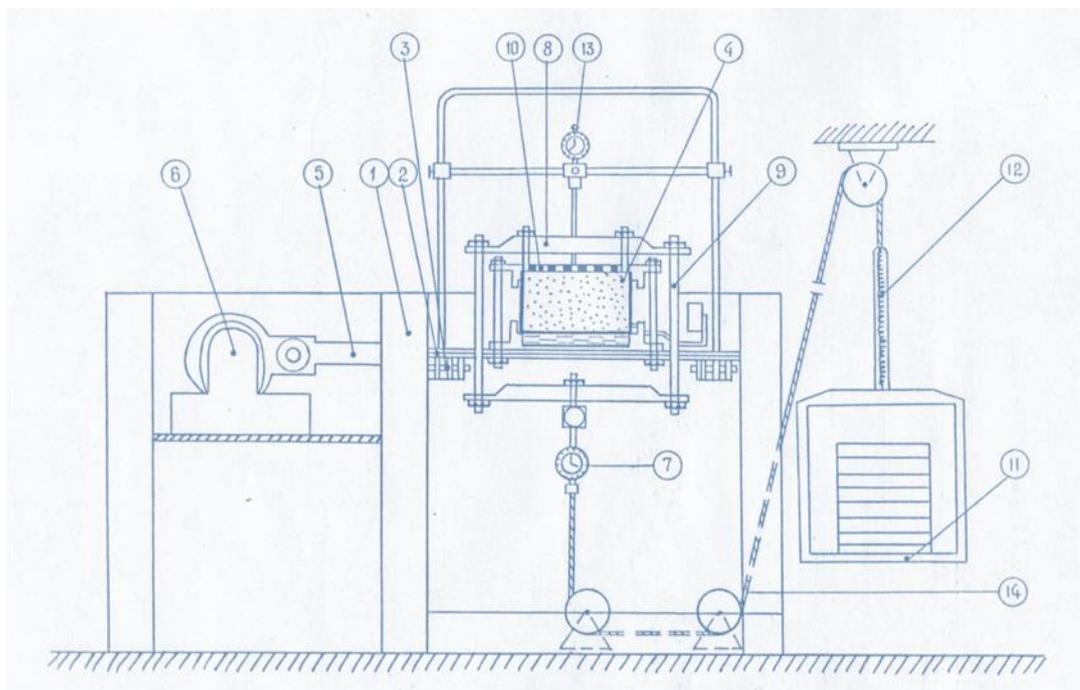


Рис. 6. Схематический разрез вибравибрационной установки с горизонтально – направленными колебаниями.

$$\alpha = 4\pi^2 f^2 A$$

где  $\alpha$  – ускорения колебания;

$f$  – частота колебаний;

$A$  – амплитуда колебаний.

На установке можно исследовать грунты, как нарушенной, так и ненарушенной структуры при различных ускорениях колебания.

Для проведения опытов с нарушенной структурой грунтов используются лабораторные лотки размерами 200X200X;400 мм, 300X400X600 мм, 400X400X800 мм, которые жестко крепятся к виброплите. Для опытов с грунтами ненарушенной структуры используются сосуды цилиндрической формы, позволяющие производить отбор образца из монолитов.

При испытании грунтов ненарушенной структуры образец помещался в компрессионный прибор (рис.7), который жестко закреплен на виброплите. Компрессионный прибор состоит из специальной камеры 1, режущего кольца /  $\alpha = 90$  мм,  $h = 29$  мм / 2, дисков с отверстиями 3, через верхний диск отжимается вода и воздух при деформации образца, а через нижний замачивается грунт, патрубка 4, через который производится замочка грунта. На патрубке одевается резиновая труба /шланг/ необходимой длины. Прибор снабжен верхним прижимным кольцом 5, и прижимными болтами 6. С помощью болтов 7 прибор крепится к виброплите.

С помощью режущего кольца из монолита грунта медленно и плавно вырезались образцы-близницы для проведения нескольких серий испытаний. После предварительного уплотнения в приборе производилось замочка грунта. Грунт замачивался до различных степеней водонасыщения /до  $S_r = 0,8-1,0$ /. После стабилизации деформации в результате замочки, образец подвергался вибрации на виброустановке в диапазоне ускорений от 100 до 10000

мм/с<sup>2</sup> с частотой колебания от 1 до 12 Гц и амплитудой 0,25-4,0 мм. Опыты проводились при постоянной вертикальной нагрузке  $P$ , равной от 0,1 до 0,4 МПа и при различной длительности колебаний.

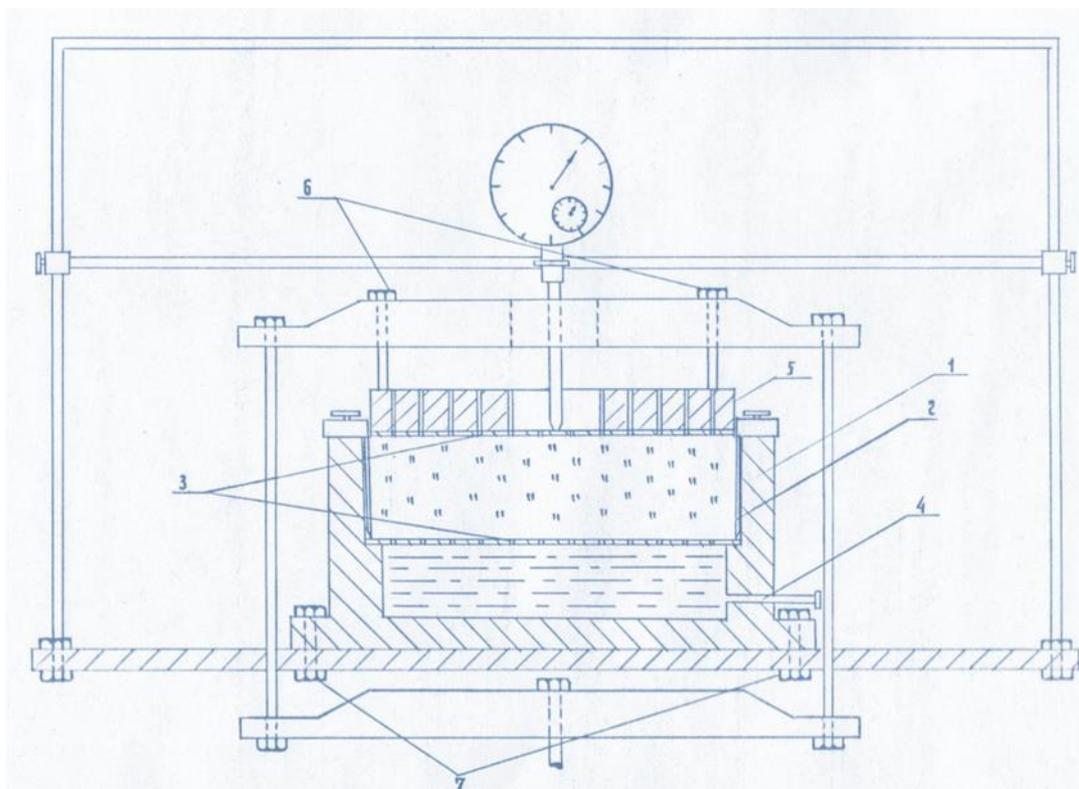


Рис.7. Схематический разрез виброкомпрессионного прибора.

Для определения критического ускорения колебаний исследуемый образец помещенный в компрессионный прибор закреплялся жестко на виброплите установки. К поверхности образца при необходимости прикладывалась безинерционная статическая нагрузка  $P = 0,1 - 0,4$  МПа. Путем изменения частоты или амплитуды колебательного движения устанавливалась определенная величина ускорения колебания. Величина ускорения колебания при которой происходило нарушение структуры грунта принималась за критическую. Количественно величина ускорения колебания определялась по формуле гармонического колебания/1.4/.

Вертикальная деформация образца регистрировалась индикаторами часового типа с точностью 0,01 мм.

За начало потери грунтом своей динамической устойчивости при колебании принималось изменение объема образца на 0,1 % по пористости.

Для проведения экспериментальных исследований в полевых условиях была использована вибромашина /прицепной гладкий виброток SVAW/ - 12 рис.8/.

Прицепные виброкатки имеют три модификации независимо от типа вальца /SVAW -4, SVAW - 8, SVAW - 12/, различающиеся по массе. Каждая модификация состоит из вальца, внутри которого размещен вибратор - вал с дебалансами.

Виброкатки применяются наиболее эффективно для уплотнения насыпных грунтов а также грунтов в оснований гидротехнических сооружений, широко распространенных в сельской местности.

Виброкаток SVAW - 12 характеризуется следующими техническим показателями: диаметр - 200 см, ширина - 200 см, рабочая масса 11800 кг, рабочая скорость - 1,5 - 5,0 км/час, удельное статическое давление - 59 кг/см, усилие возбуждителя - 36000 кг, максимальная частота вибрации - 25 Гц,

Методика проведения опытов сводилась к следующему. Специально подготовливались экспериментальные площадки с тремя опытными участками одинаковых размеров 13X6,5 м /рис.9/.

На различных глубинах от поверхности грунте /0;1,5;3,0 м/ были установлены сейсмоприемники /0СП, ВЭГИК, С-5-С/ для регистрации колебаний почвы от работы виброкатка /рис.10,11/.

Во всех 3<sup>х</sup> участках грунты характеризовались идентичных данными /табл.2/.

В целях определения возникающей в период вибрации деформации грунта в различной дальности и глубине от дорожки передвижения виброкатка были установлены репера /рис.12/.

С целью изолирования влажности каждой участки в период их замочки между ними оставлялась защитная зона шириной 5 м.

Для замочки грунтов по середине второй и третьей участок выкалывались траншеи размерами 8X0,4X1,4 и 8X0,4X1,0 м. Траншеи заполнялись мелким щебнем диаметром 5-20 мм. Затем осуществлялись непрерывная замочка участок в течение 12 - 15 дней. После прекращения замочки в течение 30 суток отбирались пробы грунта для определения физико-механических показателей /табл.2/.

В результате мы располагались тремя идентичными участками, отличающимися между собой только влажностью. Затем приступили ко второму этапу опыта, связанного с изучением виброуплотняемости грунтов участок.

На каждой участке в нескольких местах с интервалом через 1,5- 2 м производилось виброуплотнением Биброкаток перемещается вдоль каждой участки по прямой линии. При этом можно было создать различные вибрации и длительности колебания грунта путем регулирования режима работы катка.

После осуществления вибрации занова отбирались образцы грунтов

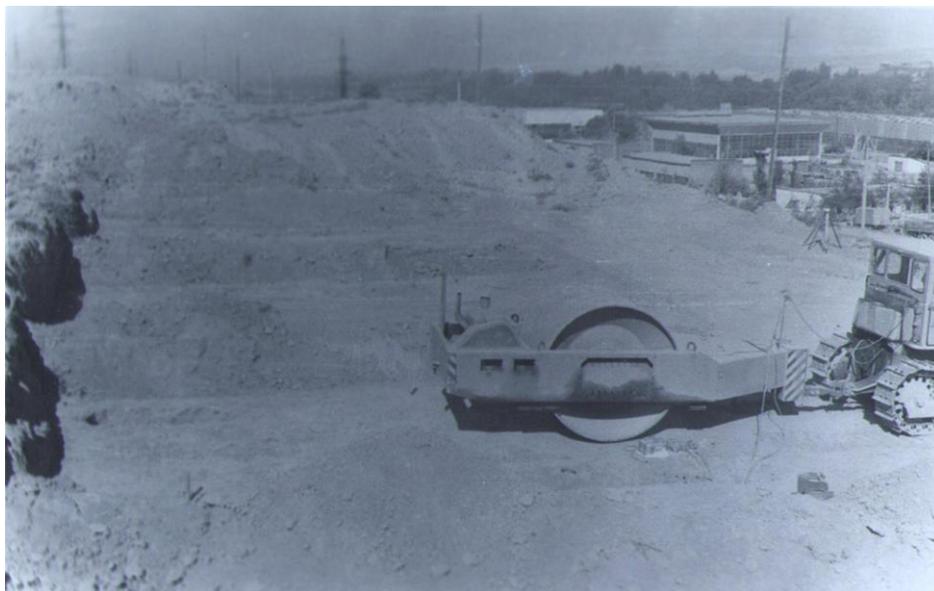


Рис. 9. Экспериментальные участки.  
1-защитные зоны; 2-трацен; 3-шурфы.



Рис.10. Сейсмоприемники на поверхности грунта / Н = О /.



Рис.11. Сейсмоприемники в глубине шурфа (H=1.5; 3.0 м).

Таблица 2

## Показатели физико-механических свойств грунтов

Характеристики	Участка I				Участка 2				Участка 3			
	Глубина отбора пробы, м											
	0,1	0,5	1,5	3,0	0,1	0,5	1,5	3,0	0,1	0,5	1,5	3,0
Влажность												
по замочки	12	15,6	14,1	13,0	П.5	15,0	14,9	11,6	12,0	15,6	16,5	12,2
после замочки	не замочена				15,0	17,1	19,5	20,5	14,0	15,8	17,5	18,5
Объемный вес скелета грунта, кН/м <sup>3</sup> до замочки	14,2	14,3	14,5	14,2	14,3	14,3	14,4	14,4	1	14,4	14,4	14,3
после замочки	-	-	-	-	14,7	14,8	14,9	14,8	14,6	14,7	14,6	14,6
Удельный вес, кН/м <sup>3</sup>	26,8	26,9	26,9	26,9	26,8	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9
Число пластичности	9	10,2	10	10,1	9,3	10,2	10,3	10,6	9	10	10,1	10,6
Сила сцепления, МПа	-	0,070	0,064	0,059	-	0,064	0,055	0,045		0,059	0,086	0,047
Угол внутреннего трения, град.		28°	29°	28°		29°	28°	28°		28°	28°	27°
Наименование	легкий суглинок				легкий суглинок				легкий суглинок			



Рис. 12. Экспериментальная участка, Реперы.

для определения показателей грунта/27/.

Для регистрации колебания грунта была использована следующая аппаратура: осциллограф Н 041; гальванометры ГБ-ШиГБ-IV; экранированный кабель; шпунтовая коробка; выпрямитель; сейсмоприемники: ОСП, ВЭГИК, С-5-С.

Вся использованная измерительная аппаратура подвергнута предварительной тарировке на вибростенде ИМ и СС АН.

Процесс записи велся непрерывно в течение 20 - 90 сек. при различных частотах /  $f = 12,5; 14; 19; 21,5; 23,5$  Гц / колебании, а также при различных расстояниях от источника вибрации.

### **1.5. Характеристика исследованных грунтов**

На территории Узбекистана, как и по всей территории Средней Азии лессовые породы развиты как по площади, так и по мощности. При этом лессовые породы играют большую роль в народном хозяйстве Узбекистана, используясь в качестве материала земляных сооружений в дорожном и гидротехническом строительстве или как основание зданий и сооружений/47,51,90,98/.

По классификации Г.А. Мавлянова / 49 / среди лессовых пород Узбекистана выделяют следующие генетические типы: группа лессов (эоловый, пролювиальный, делювиальный); группа лессовидных пород (эоловые, пролювиальные, делювиальные, аллювиальные, ледниковые, флювиогляциальные, озерные).

По зональности распространения среди лессовых пород выделяют зоны: а) сплошного распространения непросадочных и слабопросадочных лессовых пород-равнинная часть; б) сплошного распространения просадочных и сильнопросадочных лессовых пород предгорья; в) островного распространения просадочных и непросадочных лессовых пород-горная часть.

Таким образом территория Узбекистана представлена различными типами лессовых пород по генетическим признакам, по зональности, мощности, просадочным свойствам и другим признакам, поэтому результаты полученные при изучении закономерностей изменения свойств лессовых пород республики в свете задач настоящей работы могут иметь пролонгацию к лессовым породам, имеющим распространение и на другие территории Среднеазиатских республик.

Учитывая представительность и многообразие лессовых пород исследование закономерностей изменения их прочностных и деформационных свойств при виброуплотнении с целью борьбы с развитием пластических зон под подошвой фундамента в сейсмических условиях были выполнены на более чем 200 образцах лессовых грунтов.

Для лабораторных экспериментов образцы грунтов отбирались с объектов расположенных в пределах г.Ташкента, Ташкентской области и Кашкадарьинской области. Полевые эксперименты были выполнены на объектах Кашкадарьинской области.

Территория г.Ташкента и Ташкентской области покрыта толщей лессовидных пород, имеющих различную мощность от 1-2 м до 20-30 м в зависимости от геоморфологических элементов. Эти грунты по генетическим типом относятся и пролювиальным, делювиально-пролювиальным и аллювиальным и представлены пылеватыми супесями и сугленками, реже глинами. Грунты обогащены карбонатными солями в виде известковистых стяжений. Макроскопические лессовидные породы по своим физико-механическим свойствам практически идентичны визуально мало отличаются друг от друга, преимущественно обладают просадочными свойствами различной степени (от слабой до сильной). По цвету преобладают серового желтые разности, наблюдается сеть больших и малых канальцев (макрапоры). В отложениях нередко встречаются корни растений и ходы землероев. В гранулометрическом составе лессов преобладает пылеватая фракция размером 0,05-0,005 мм, содержание которой достигает в отдельных случаях 80%.

Песчаные частицы размером более 0,05 мм имеют незначительное содержание 10-16%, а содержание глинистых частиц - 3,8-11%. Пылеватые частицы, являясь главной составной частью лессовидных пород, определяют их основные свойства: малые коэффициент трения, большую водопроницаемость, значительное капиллярное поднятие воды, просадочность. Такие грунты будучи насыщенными водой при соответствующих условиях (вибрационном, сейсмическом, ударном и т.п.) легко теряют свою устойчивость, образуя при этом развитые пластические зоны под подошвой фундаментов с потерей общей устойчивости грунтов.

Территория Кашкадарьинской области также характеризуется распространением мощных толщ лессовых и лессовидных пород пролювиального и аллювиально-пролювиального происхождения. Пролувиальные лессовые

породы среднечетвертичного возраста ( $\propto l_p Q_{III}$ ) представлены пылеватыми преимущественно легкими суглинками и супесями. Суглинки и супеси обладают просадочными свойствами, легко подвергаются водной эрозии, т.е. легко размываются.

Аллювиально-пролювиальные лессовидные породы верхнечетвертичного возраста ( $\propto l_p Q_{III}$ ), представленные лессовидными суглинками и супесями от легких до тяжелых, макропористые, загипсованные и засоленные, слабопросадочные.

Одна из особенностей лессовых и лессовидных пород Кашкадарьинской области - это сравнительное постоянство гранулометрического состава по вертикали и горизонтали. Содержание пылевой фракции в них около 80%, песчаная - 15,3-18,5% и глинистая - 9,9-11,2%.

Карбонатных и растворимых солей содержится от 20 до 42,8%. Основная составная часть породы - легкая фракция с удельным весом менее  $27,5 \text{ кК/м}^3$ .

Как следует из приведенных сведений лессовые и лессовидные породы Кашкадарьинской области по генезису, составу, состоянию и показателям своих физико-механических свойств сравнительно идентичны лессовым породам г. Ташкента и Ташкентской области. Такие породы как показали наши опыты в состоянии водонасыщения при приложении к ним динамической нагрузки способны к переходу в динамически неустойчивое состояние, т.е. в состояние разжижения.

В табл. 3 приведены показатели физико-механических свойств лессовидных грунтов, на образцах которых были выполнены экспериментальные исследования в лабораторных и полевых условиях в свете поставленных задач.

## ГЛАВА 2. ИССЛЕДОВАНИЕ НАРУШЕНИЯ СТРУКТУРЫ УВЛАЖНЕННЫХ ЛЕССВЫХ ГРУТОВ ПРИ КОЛЕБАНИЯХ

### 2.1. Критическое ускорение

Общая устойчивость грунта в динамических условиях и развитие запредельных пластических деформаций в основании под подошвой фундамента зависит прежде всего от  $\alpha_{кр}$ , т.е. от критического ускорения колебания. Поэтому одной из задач экспериментальных исследований являлось изучение влияния различных факторов на величину критического ускорения.

Среди них различают внутренние: состав, состояние и свойства грунтов и внешние: интенсивность колебания и его параметры (длительность, частота, амплитуда), внешняя пригрузка.

Рассмотрим результаты экспериментальных исследований по изучению зависимости критического ускорения колебания от различных факторов в условиях сотрясения.

а) Критическое ускорение и влажность грунта;

В ходе эксперимента испытуемым образцам грунта придавалась различная влажность путем искусственного их замачивания. При влажности менее 10% даже при ускорениях колебания в 5000 мм/с, что превышает значения максимальных сейсмических ускорений колебания при 9 бальном сейсмическом воздействии нарушение структуры грунта не происходило, каких либо вертикальных деформаций грунт не испытывал. При достижении влажности 18-20% происходило резкое снижение величины критического ускорения. Это снижение продолжается до степени влажности  $Sr = 0,8$  и далее величина критического ускорения стремится к постоянной величине что хорошо усматривается из графика приведенного на рис.13.

Отсюда следует, что потеря динамической устойчивости исследованных грунтов наиболее интенсивно происходит в интервале влажности от оптимальной до водонасыщения.

б) Критическое ускорение и пригрузка.

Исследованиями Н.Н. Маслова, П.Л.Иванова, В.А. Ершова, Х. Б. Сида, Х.З.Расулова и др., (29,34,53,85,119) установлено, что критическое ускорение тесно связано с воздействием на толщу нормальных напряжений, причем эта зависимость имеет линейный характер, и хорошо описываемой эмпирической формулой, предложенной И.Н.Масловым:

$$\alpha_{кр} = \alpha_{кр}^0 + \alpha P_0$$

где  $\alpha_{кр}$  - величина критического ускорения при отсутствии внешней пригрузки;

$P_0$  - внешняя пригрузка;

$\alpha$  - коэффициент, зависящий от прочностных характеристик грунта.

На рис. 14 графически иллюстрирована зависимость  $\alpha_{кр}$  от внешней пригрузки. Как показывают такого рода графики с ростом пригрузки увеличивается критическое ускорение, т.е. между ними существует линейная связь.

При повышении давления от 0,1 до 0,4 МПа на идентичных образцах близнецах грунта критическое ускорение увеличилось от 500-700 мм/с<sup>2</sup> до 950-1050 мм/с<sup>2</sup>, т.е. более чем 1,5 раза. С увеличением нагрузки диапазон критических ускорений уменьшается, стремясь к постоянной величине, что невидимо, связано с увеличением плотности грунта при уплотнении.

в) Критическое ускорение и плотность грунта.

На рис.15 приведен график зависимости критического ускорения  $\alpha_{кр}$  от объемного веса скелета лессовидного грунта в видерис.13. изменение критических ускорений лессовидных суглинков при повышении важности (при  $P = 0,3$  МПа)  $\alpha_{кр} = f(w)$  грунты:  $N1 - \gamma_{ск} = 14,0 \text{ КН/м}^3$  ;  
 $N2 - \gamma_{ск} = 14,4 \text{ КН/м}^3$  ;  
 $N3 - \gamma_{ск} = 15,0 \text{ КН/м}^3$  ;  $N4 - \gamma_{ск} = 15,6 \frac{\text{КН}}{\text{м}^3}$ .

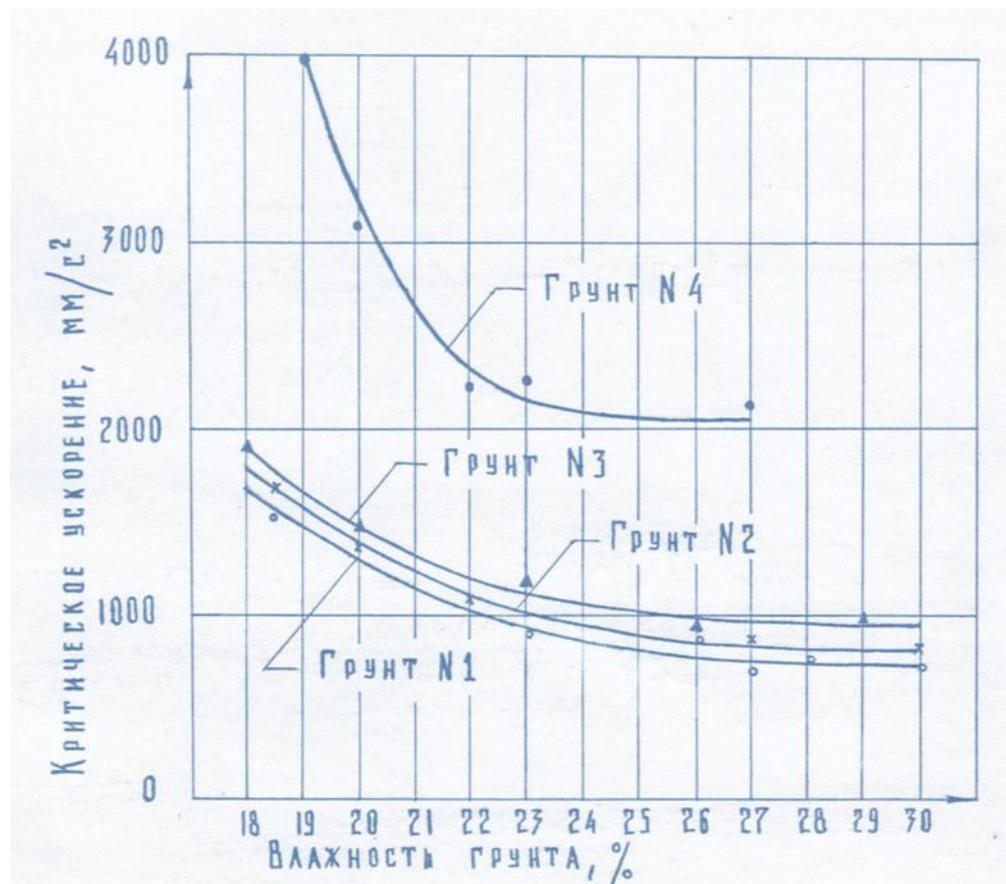


Рис.13. изменение критических ускорений лессовидных суглинков при повышении влажности (при  $P=0,3$  МПа)  $\alpha_{кр} = f(w)$  грунты:  $N1 - \gamma_{ск} = 14,0 \text{ КН/м}^3$  ;  $N2 - \gamma_{ск} = 14,4 \text{ КН/м}^3$  ;  $N3 - \gamma_{ск} = 15,0 \text{ КН/м}^3$  ;  $N4 - \gamma_{ск} = 15,6 \text{ КН/м}^3$ ;

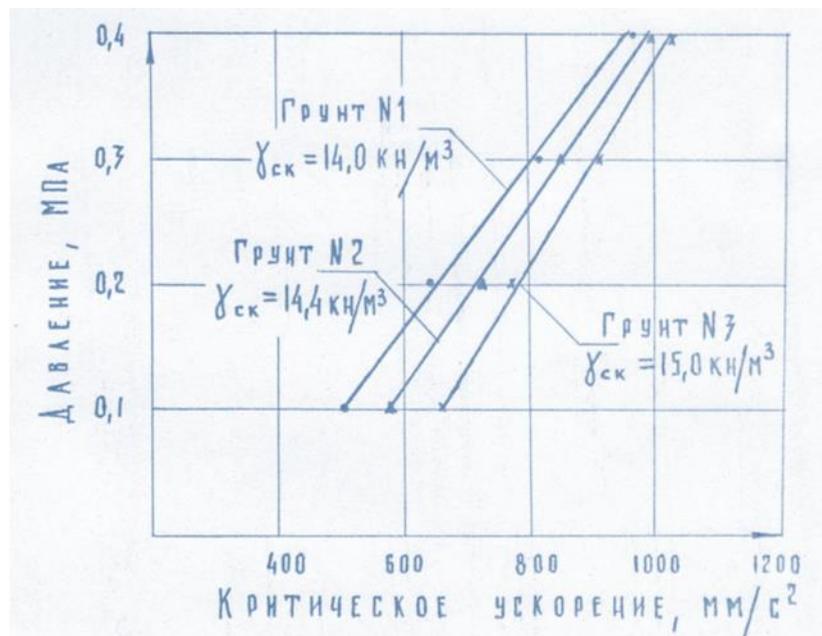


Рис.14. Зависимость критического ускорения лессовидного суглинка от давление  $\alpha_{кр} = f(P)$ . Опыты проведены при степени влажности грунтов  $S_r > 0,8$ .

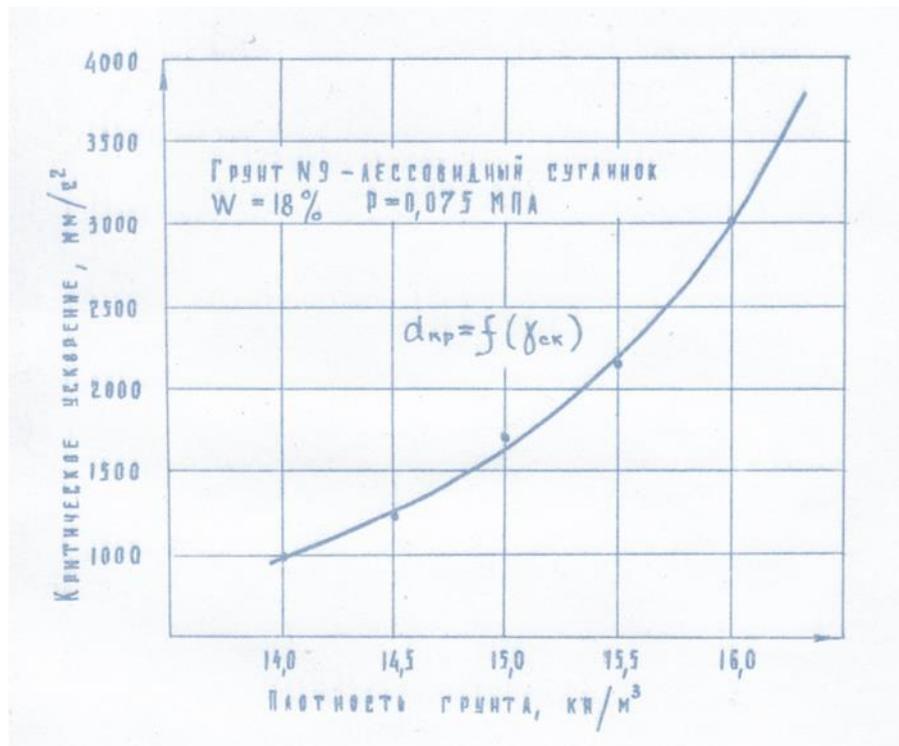


Рис. 15. Характеризменения критического ускорения  $\alpha_{кр}$  в зависимости от плотности лессовидного суглинка.

$\alpha_{кр} = f(\gamma_{ск})$ . Для образца суглинка, имеющего 18-процентную влажность и нагрузку  $P = 0,075$  МПа при объектом весе скелета  $\gamma_{ск} = 14,0$  кН/м<sup>3</sup>, критическое ускорение равно примерно 1000 мм/с<sup>2</sup>; при  $\gamma_{ск} = 14,5$  кН/м<sup>3</sup> ускорение равно 1250 мм/с<sup>2</sup>, а при  $\gamma_{ск} = 16,0$  кН/м<sup>3</sup> ускорение равно 3000 и пр.

Таким образом, можна сделать заключение, что с увеличением, объемного веса скелета грунта при прочих равных условиях величина критического ускорения возрастает.

Полученные результаты свидетельствуют о том, что критическое ускорение непостоянно.

## 2.2. Интенсивность колебания

Деформация лессовых грунтов при динамическом на них воздействии является результатом весьма сложных процессов, протекающих в толще грунта, которых нельзя оценить по отдельным показателям. Значительную роль при этом играют внутренние факторы: состояние плотности-влажности грунта, наличие коллоидных минералов, гранулометрический состав, угол внутреннего трения, силы связности и др. (14, 15, 20, 36, 40, 85). С другой стороны, немаловажное значение в определенных условиях могут иметь также внешние факторы: величина внешней пригрузки, характер, длительность и интенсивность динамического воздействия (12, 28, 34, 81, 84, 102). Среди этих факторов особое значение придается интенсивности динамического воздействия в степени деформируемости лессовых грунтов. В соответствии с поставленной задачей для изучения зависимости деформируемости увлажненных лессовых грунтов от интенсивности колебания была выполнена серия опытов на образцах лессовидного грунта.

Исследуемые грунты подвергались колебанию интенсивностью от 100 до 8000 мм/с<sup>2</sup>. В качестве примера на рис. 16 приведены результаты испытаний водонасыщенных лессовых грунтов на вибрацию при вертикальном давлении  $P = 0,3$  Мпа.

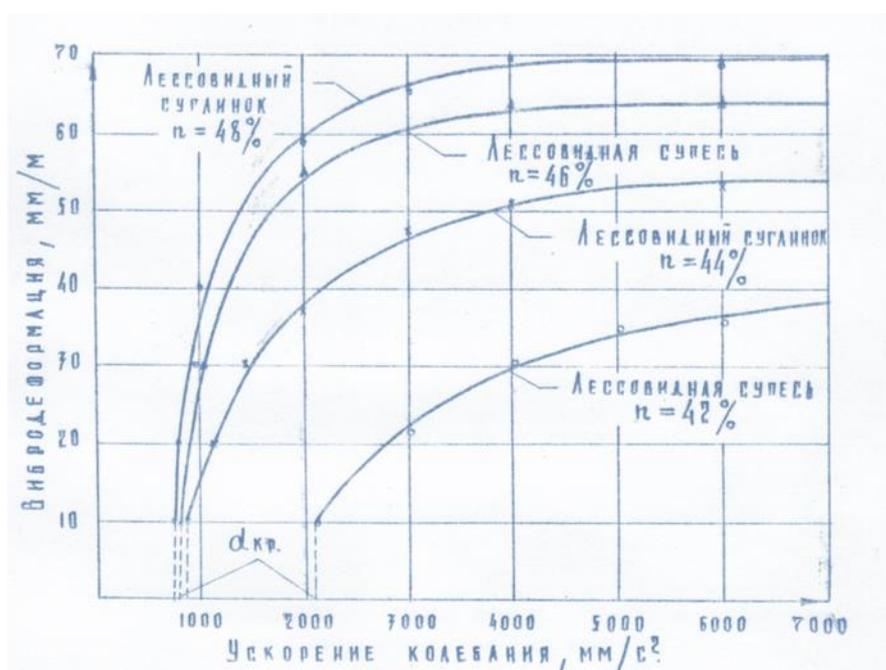


Рис. 16. Характер возрастания просадки лессовидных грунтов в зависимости от ускорения сотрясений  $l = f(\alpha)$ . Опыты проведены при:  $P=0,3$  Мпа;  $S_r=0.8$ ;  $t=15-30$  мин.

Эти опыты дали возможности установить характер деформируемости грунтов от интенсивности колебания, выражающийся резким возрастанием интенсивности деформации грунтов с увеличением ускорений колебаний.

Анализ данных опытов показывает, что деформация грунтов в процессе колебания во многих случаях начинается спустя 3-30 с и более с момента приложения динамической нагрузки на грунт, что является характерным признаком для связных грунтов.

Установлена обратная зависимость между интенсивностью динамического воздействия и началом деформации грунта, что является весьма важным фактором для прогноза сейсмической устойчивости сооружений, возводимых на аналогичных грунтах.

Наличие начальной прочности в структуре связных грунтов обусловленной силами сцепления требует для их нарушения определенного времени при интенсивных колебаниях. Это обстоятельство подтверждает ранее сделанный вывод об отсутствии деформации грунта в случае, если не нарушаются силы сцепления при колебаниях, т.е. когда критическое ускорения больше чем сейсмическое (динамическое) ускорения  $\alpha_{кр} > \alpha$  сейс.

Интенсивность колебания играет большую роль в ослаблении прочности грунта. Отмечен быстросрастающий характер деформации грунта после преодоления критического ускорения, т.е. после соблюдения условия  $\alpha_{кр} > \alpha$  сейс. Далее с увеличением ускорения колебания деформируемость повышается до определенной величины в дальнейшем ее рост стабилизируется. Следует отметить, что для каждого отдельного вида грунта существует точка, где рост деформации грунта прекращается с увеличением ускорения.

Так, для лессовидных суглинков с плотностью 14,0-15,0 кН/м отмечается рост деформации от 10 до 70 мм/м при повышении ускорения до 6000-8000 мм/с<sup>2</sup>. Дальнейшее повышение ускорения колебания существенно не влияет на деформацию грунта. Такое положение объясняется тем что при длительном сотрясении при той или иной нагрузке происходит значительное упрочнение структурных связей, требующих для своего разрушения уже новых очень значительных динамических воздействий, превышающих первоначально приложенных.

Уменьшение сейсмостойкости грунтов с возрастанием ускорений безусловно. Однако необходимо выделить наиболее существенное влияние частоты колебания. Как показывает практика строительства и анализ последствий землетрясений, для оснований сооружений наиболее опасны (с точки зрения нарушения динамической устойчивости) высокочастотные землетрясения.

Автор провел опыты по выяснения роли частоты колебаний в изменении деформации грунта.

На рис. 17 показана зависимость деформации грунта от частоты колебания. Опыты были выполнены на четырех разновидностях лессовидного грунта при следующих параметрах  $\alpha = 2000$  мм/с<sup>2</sup>,  $P = 0,3$  МПа,  $A = 0,3-3$  мм,  $t = 15-30$  мин.

Графики зависимости величины деформации лессовидных грунтов со ступенчато нарастающей частотой вибрации приведены на рис. 18. Опыты проходили при частотах вибрации  $f$  от 2 до 10 Гц. Амплитуда колебаний  $A$  во время опытов оставалась постоянной ( $A = 2, 5$  мм). Частоты изменялись ступенчато с трехминутными интервалами.

Как следует из выполненных экспериментов деформируемость подверженного к исследованию грунта зависит от частоты колебания. Влияние

динамического воздействия на просадочность грунта оказывается более эффективным, если при всех прочих равных условиях это воздействие характеризуется большой частотой.

### 2. 3. Длительность колебания

Длительность сотрясения также оказывает существенное влияние

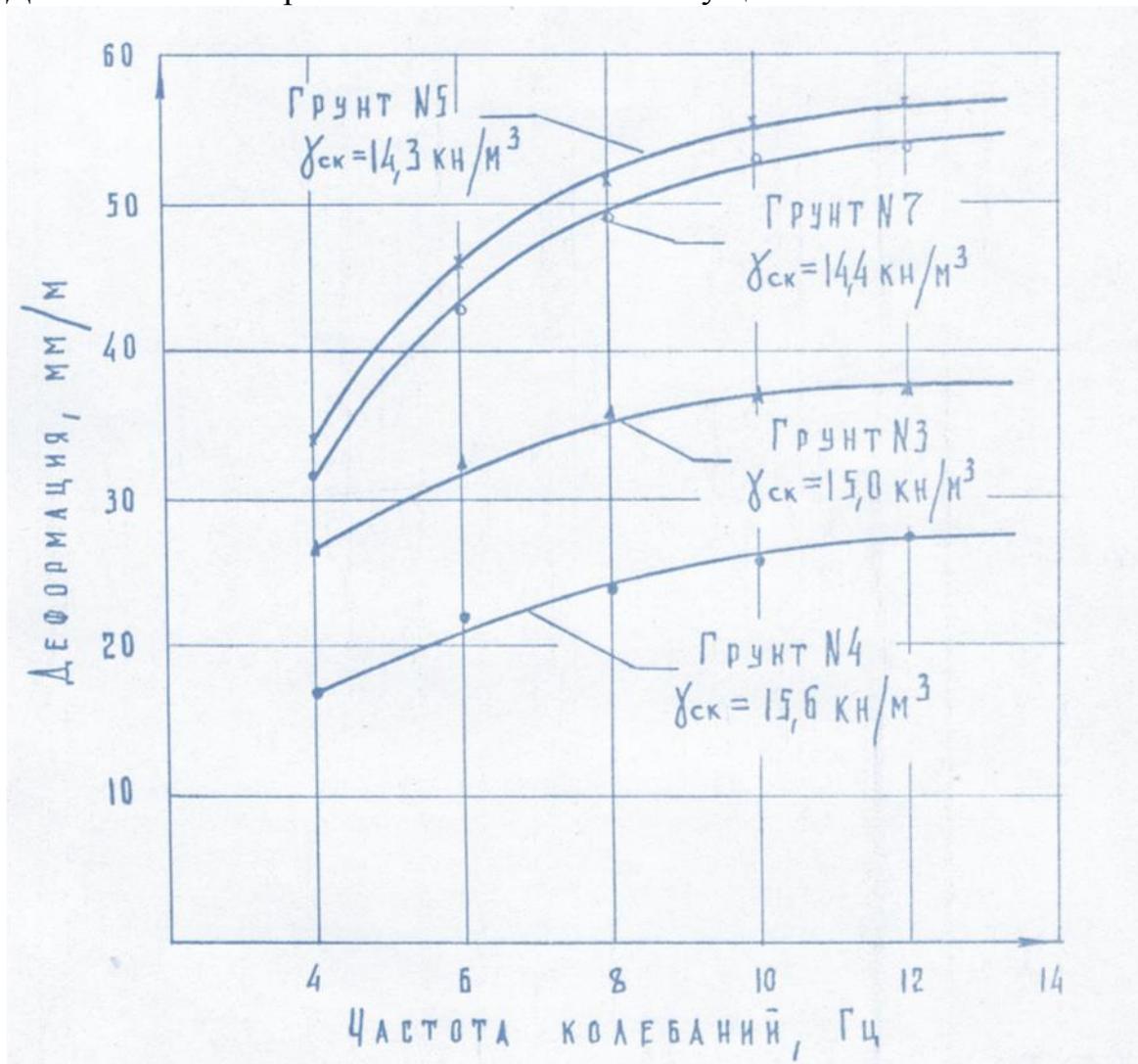


Рис 17. Влияние частоты колебаний на величину осадки лессовидных грунтов. Опыты проведены при: степени влажности грунтов  $Sr=0,8$ ; при нагрузке  $P=0,3 \text{ МПа}$ ;  $\alpha=2000 \text{ мм/с}^2$ . Грунты: N3 – лессовидный суглинок; N4, N5, N7 – лессовидная супесь.

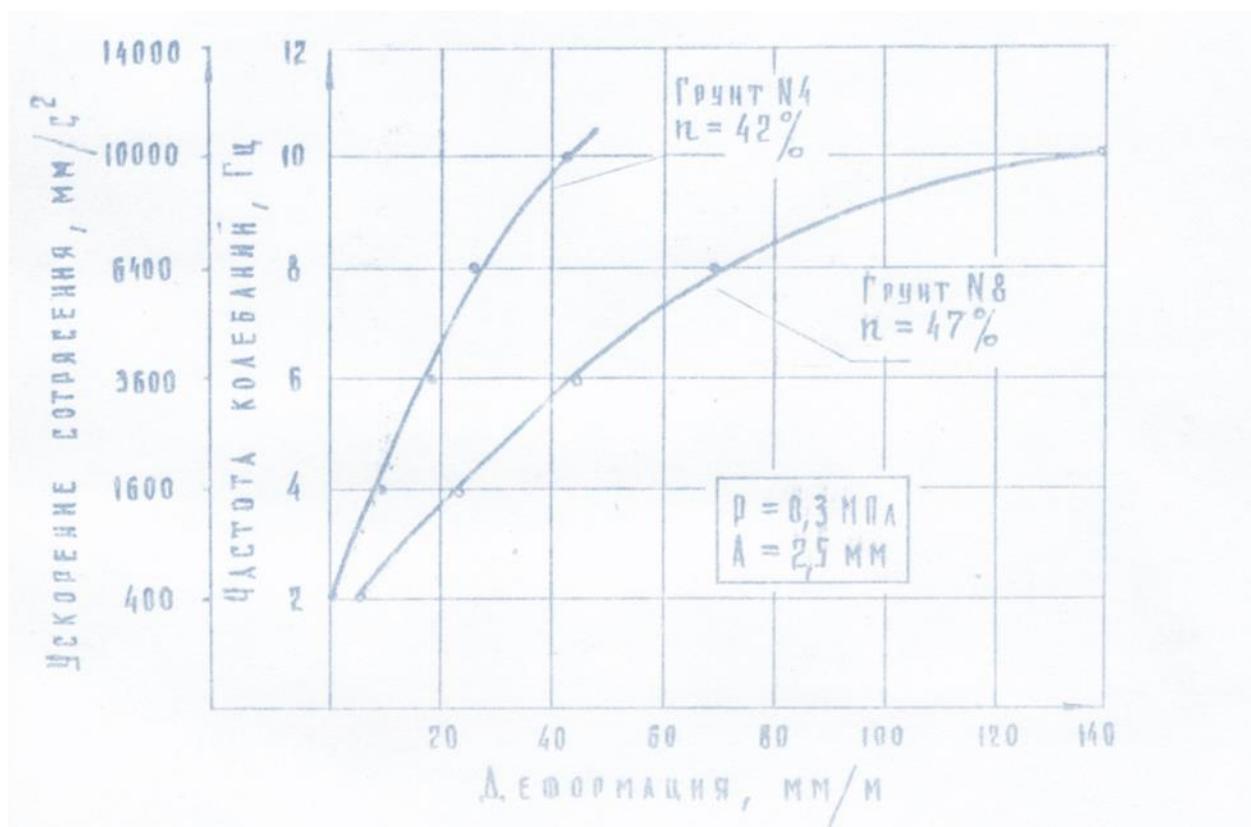


Рис 18. Деформация лессовидных грунтов при различных частотах вибрации. Опыты проведены при степени влажности грунтов  $Sr=0,8$ .

на деформацию грунтов. Деформация грунта увеличивается в зависимости от длительности сотрясения, что является весьма важным с практической точки зрения. На рис. 19 показан график зависимости  $l=f(t)$  при  $\alpha=const$ . Как усматривается из этих графиков наиболее интенсивное уплотнение грунта происходит в течение первых трех минут. Полный процесс стабилизации уплотнения для исследованных нами грунтов заканчивается примерно 10-15 мин. Дальнейшее колебание грунта приводит к упрочнению структурных связей для нарушения которых требуется уже более значительная интенсивность колебания.

Характер изменения осадки лессовидного суглинка от ускорения при различной длительности сотрясений приведен на рис. 20.

Динамику уплотнения грунта во времени можно выделить следующим образом: в течении первой минуту уплотнение составляет 50-60% от общей величины деформации, трех мин. 70-80%, пяти мин. 80-90%, десяти мин. 90-95%.

Вместе с тем как было отмечено выше, что начало уплотнения грунта соответствует к 3-30 сек. после приложения динамического воздействия. Это время определяется величиной силы связности, присущей каждому виду грунта в зависимости от его состояния, также от величины динамического воздействия.

Графики зависимости осадки от интенсивности колебания  $l=f(\alpha)$  и от времени  $l=f(t)$  позволили установить следующее.

Несмотря на практически одинаковые физико-механические свойства исследуемых грунтов, эффект их деформации в результате колебания различной длительности различен.

Деформация грунта как было отмечено выше, увеличивается в зависимости от длительности колебания.

## 2. 4. Внешняя нагрузка

Как известно в статических условиях общая деформация грунта

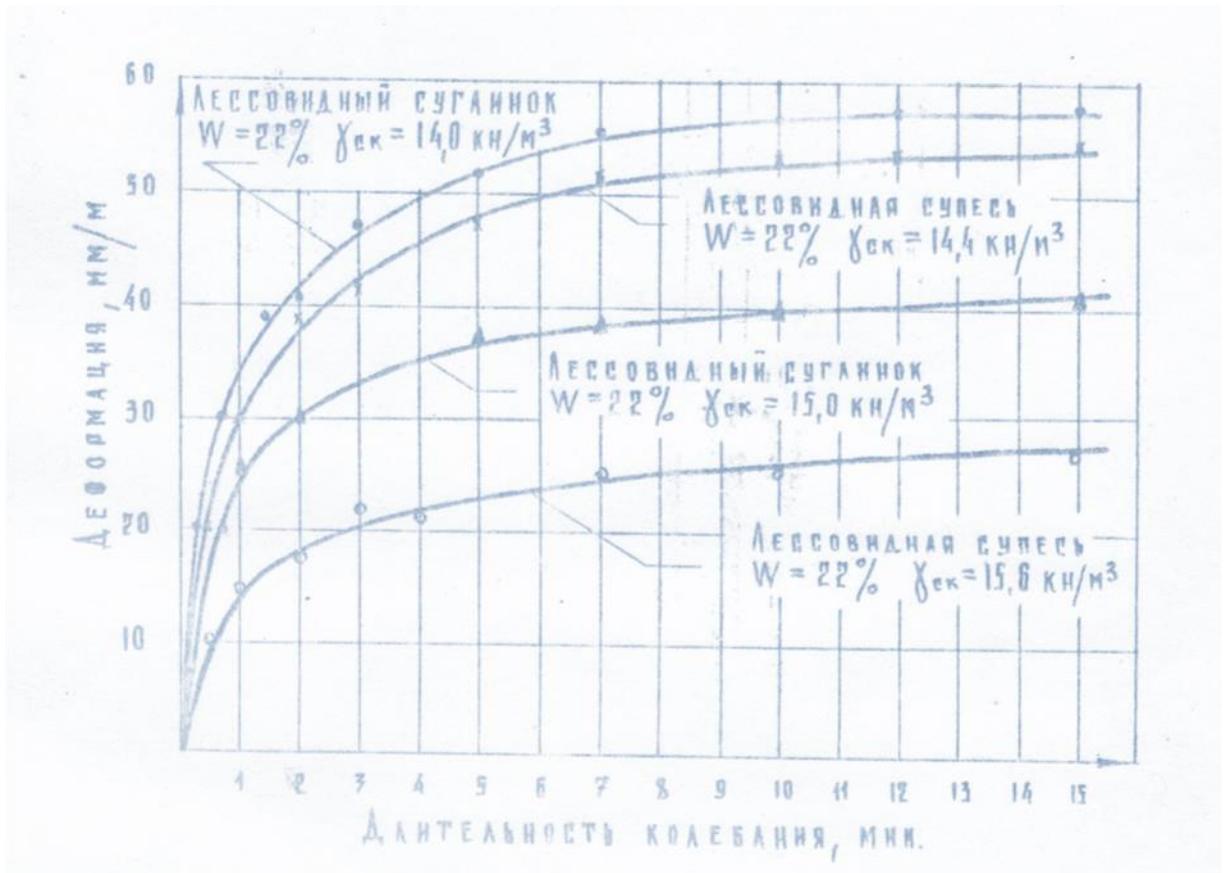


Рис 19. Характер изменения посадки лессовидных грунтов с увеличением длительности колебаний. Опыты проведены при:  $P=0,3 \text{ МПа}$ ;  $\alpha=4500 \text{ мм/с}^2$ .

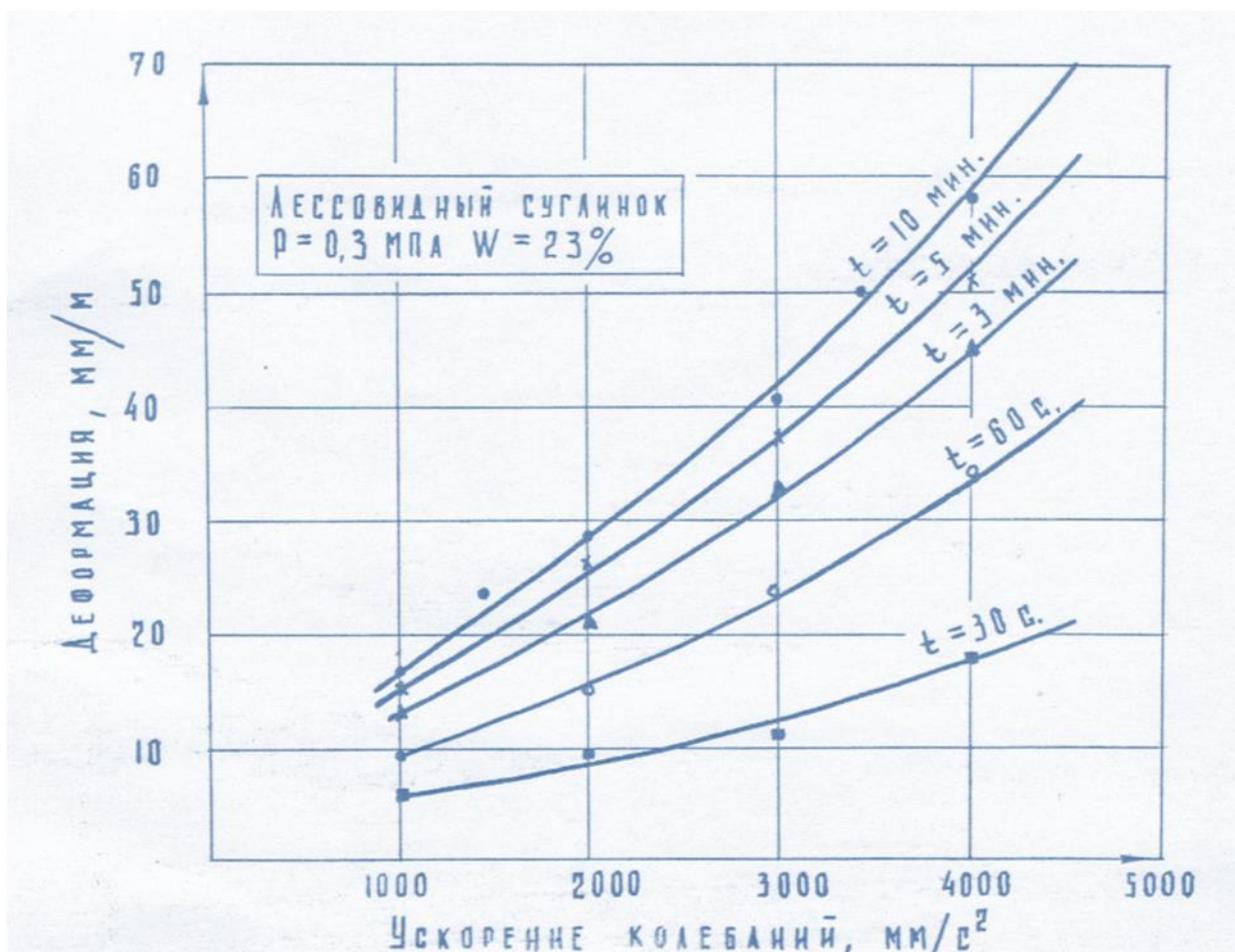


Рис 20. Зависимость осадки лессовидного суглинка от ускорения при различной длительности сотрясений.

увеличивается с возрастанием внешнего давления, вообще говоря, о не-котором криволинейном законе. Однако при не очень больших давлениях (для лессовых грунтов порядка 0, 2-0, 25 МПа) с достаточной для практических целей точностью зависимость деформации от величины внешнего давления может быть принята линейной (111, 112).

Это же закономерность сохраняется и при динамических условиях работы грунта. На рис. 21 иллюстрирован графики, составленные по результатам опытов, проведенных на увлажненных лессовидных грунтах в условиях колебания. Ускорение колебательного движения в этих опытах было принято порядка 4000 мм/с<sup>2</sup>.

В соответствии с рис. 21, 22 чем больше величина внешней нагрузки тем больше деформируемость грунта при прочих равных условиях. Также из рис. 22 следует, что деформация грунта увеличиваются с увеличением ускорения. Вместе с тем с увеличением нагрузки за счет упрочнения структурных связей грунта при его обжатии относительная деформируемость снижается и требуется большие динамические воздействия для начала проявления деформации грунта.

## 2. 5. Влажность грунта

Один из основных факторов, определяющих величину и характер проявления деформации грунта является степень его плотности, влажности и

преобладающий вид структурных связей. Среди этих факторов существенную роль играет влажность. С увеличением влажности лессовидных грунтов повышается сжимаемость и этот процесс влечет за собой значительные деформации сооружений. При этом лессовый грунт из одной разновидности переходит в другую характеризующуюся совершенно иными свойствами (3, 21, 24, 65).

Для изучения влияния влажности на деформацию увлажненного лесса была проведена серия лабораторных опытов. Из одного монолита грунта вырезались 5-6 идентичных образцов, которые испытывались на

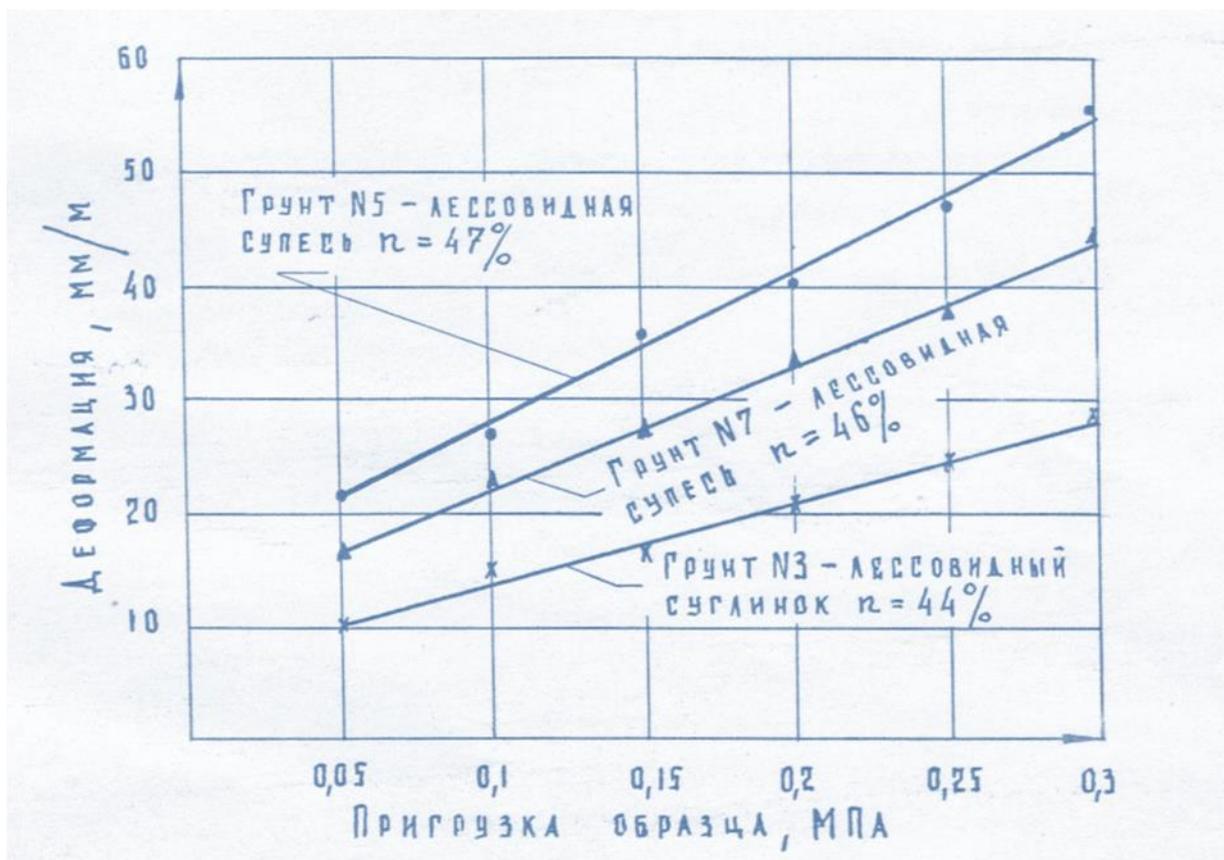


Рис. 21. Зависимость посадки лессовидных грунтов от внешней пригрузки при колебании  $\alpha = 4000$  мм/с<sup>2</sup>. Опыты проведены при влажности степени грунтов  $S_r = 0,8$ .

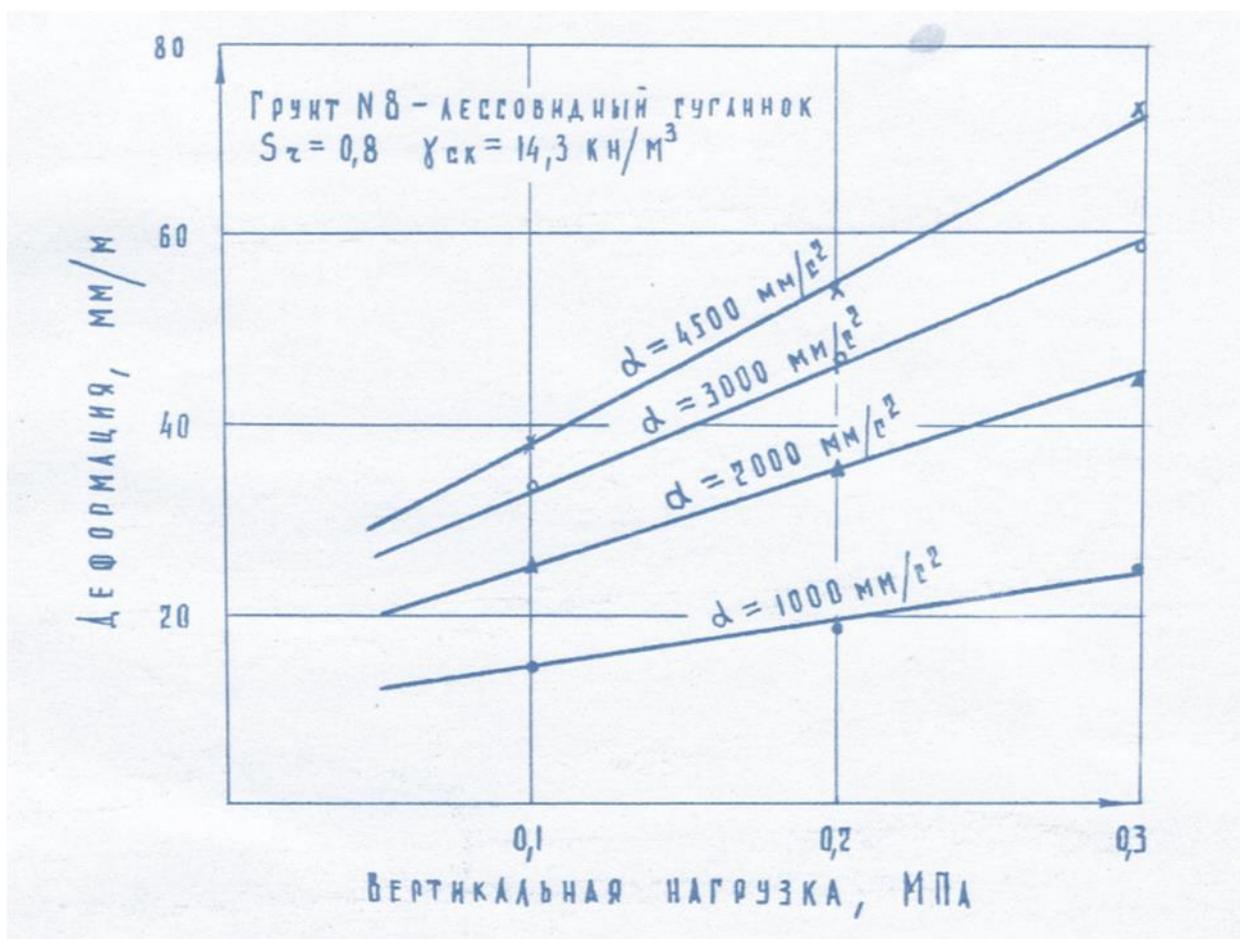


Рис. 22. Характер деформации лессовидного суглинка под воздействием динамических нагрузок.

сжатие при различных влажностях. Требуемая влажность образцов достигалась путем замачивания необходимым количеством воды. Для равномерного распределения влаги в грунте образцы после впитывания воды выдерживались в эксикаторе 1-3 суток, затем определялась объемная масса грунта и уточнялось полученное при этом значение влажности. По методу "двух кривых" определялась относительное сжатие грунта с заданной влажностью при различных давлениях. Деформация увлажненного лессового грунта параллельно также определялась по методу "одной кривой", при установленной влажности (18, 93).

Результаты опытов показали, что наиболее достоверные результаты получены по методу "одной кривой".

Полученные результаты (рис. 23) показали, что с увеличением влажности лессовидных грунтов наблюдается повышение их модуля деформации «При этом также можно было проследить увеличение сжимаемости грунта в этих условиях».

Следует отметить, что в отдельных разновидностях грунтов (Например грунт №- 4) сжимаемость составляет не значительную величину при давлении на грунт до 0,3 МПа даже при повышении влажности до полного водонасыщения. Это, повидимому объясняется очень высокой плотностью (объемная масса скелета грунта более 15,5 кН/м) и прочностью грунтов (рис. 23).

Отсюда следует, что чем выше степень плотности, а также чем меньше давление на грунт, тем большая нужна его влажность для начала разрушения существующей структуры грунта. Это обстоятельство наглядно усматривается из рис. 24, где показаны графики зависимости дополнительной сейсмической деформации грунта от его влажности.

В итоге можно заключить, что для возникновения уплотнения лессовидных пород совсем не обязательно их увлажнении до полного водонасыщения.

## 2. 6. Прочностные характеристики грунта.

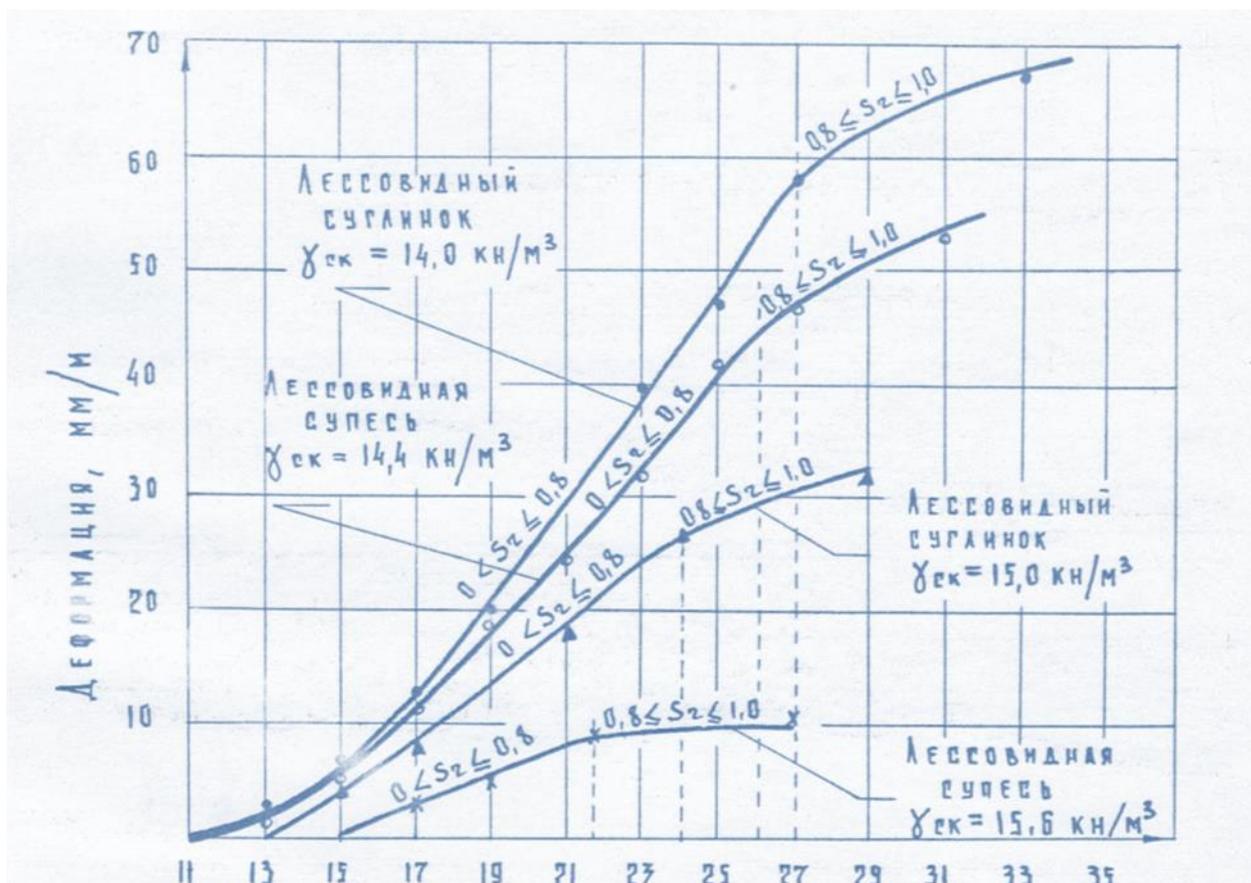


Рис. 23. Изменение посадки лессовидных грунтов при различной степени их увлажнения. Опыты проведены при статической нагрузке  $P=0,3 \text{ МПа}$ .

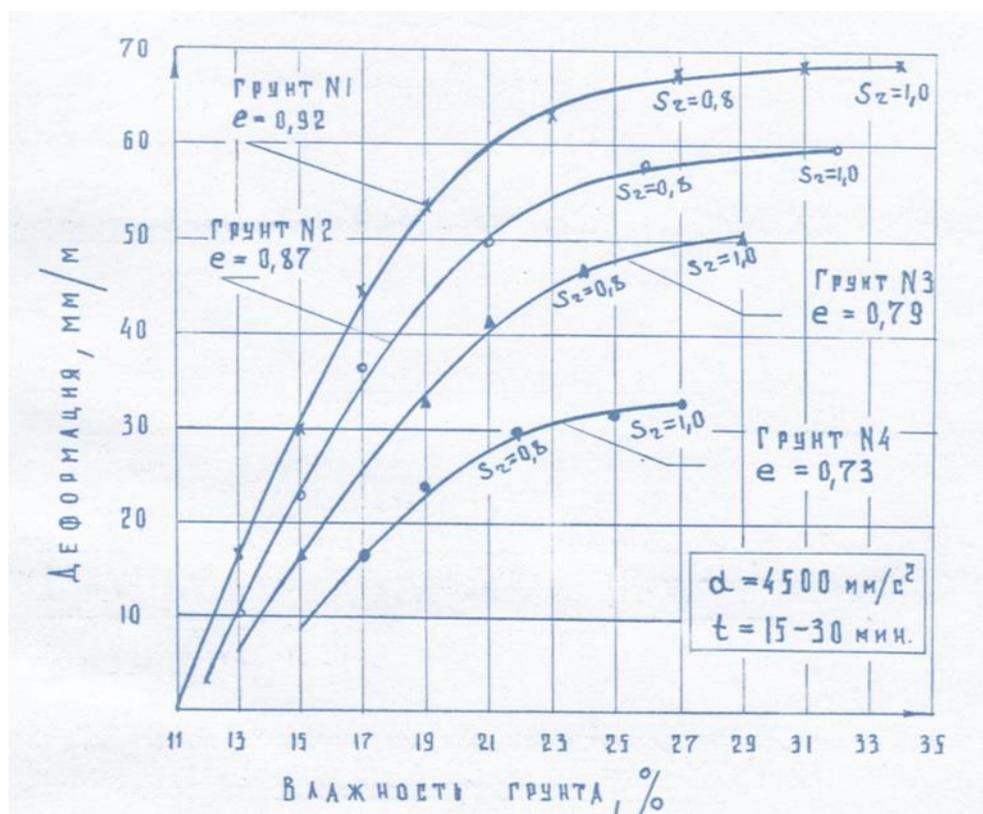


Рис. 24. Изменение просадки лессовидных грунтов при повышении влажности. Опыты проведены при нагрузке  $P=0,3 \text{ МПа}$ .

Падение прочности лессовидных пород при повышении влажности отмечено многими исследователями и оно объясняется, главным образом, размягчением природного цемента, расклинивающим действием водных пленок и рядом других факторов (3, 37, 46, 51, 63, 64, 107).

Существенному уменьшению с увеличением влажности подвергаются силы сцепления за счет утолщения водных оболочек частиц. Частицы грунта при этом отодвигаются друг от друга, выходя из зоны молекулярного притяжения, в результате чего силы связности между частицами ослабевают. Поэтому при перенасыщении грунта водой он резко теряет свою связность. Одновременно со связностью снижается и угол внутреннего трения породы, что затрудняет выделение в количественном отношении того или иного фактора (угла трения или связности).

С целью выяснения количественных изменений прочностных параметров лессовидного грунта в зависимости от влажности проведена серия лабораторных опытов на сдвиг с исследуемыми грунтами.

В соответствии с поставленной задачей определение прочностных характеристик изучаемых грунтов сдвиг производился медленно в условиях завершённой консолидации (с предварительным уплотнением образцов грунта) при их заданной влажности.

При испытаниях по этой схеме образцы выдерживались при заданном вертикальном давлении ( $P=0, 1; 0, 2; 0, 3 \text{ МПа}$ ) до полной стабилизации (0, 01 мм за 3 час.) деформаций сжатия. В процессе испытаний сдвигающие усилия на предварительно уплотненные образцы передавались ступенями. При этом

каждая новая ступень прикладывалась после условной стабилизации (не превышающая 0,01 мм/мин) деформации сдвига от предыдущей ступени.

Полученные результаты по изучению прочностных характеристик лессовидных грунтов показывают что с увеличением влажности грунта прочностные характеристики уменьшаются по определенной закономерности /рис. 25, 26/.

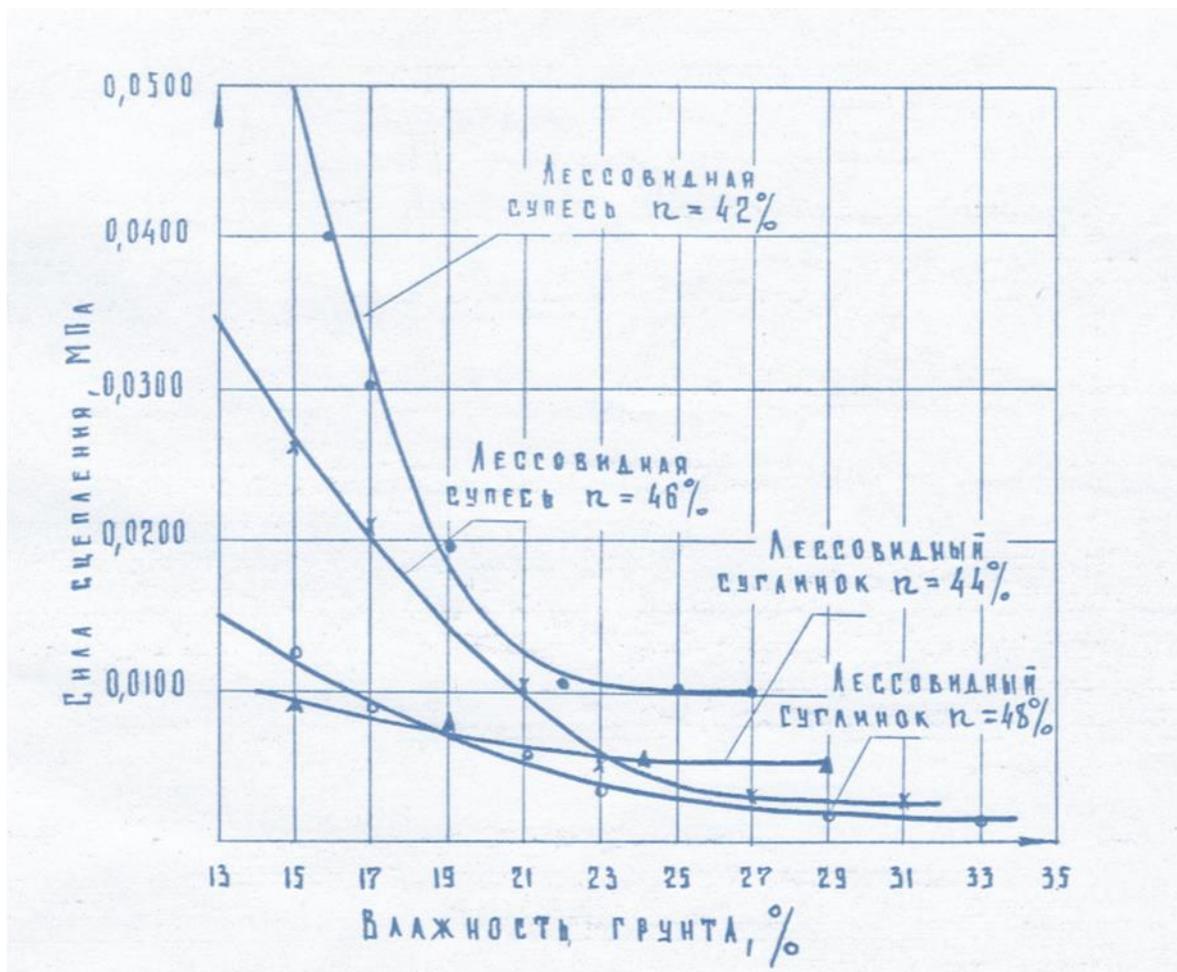


Рис. 25. Изменение силы сцепления лессовидных грунтов при повышении влажности.

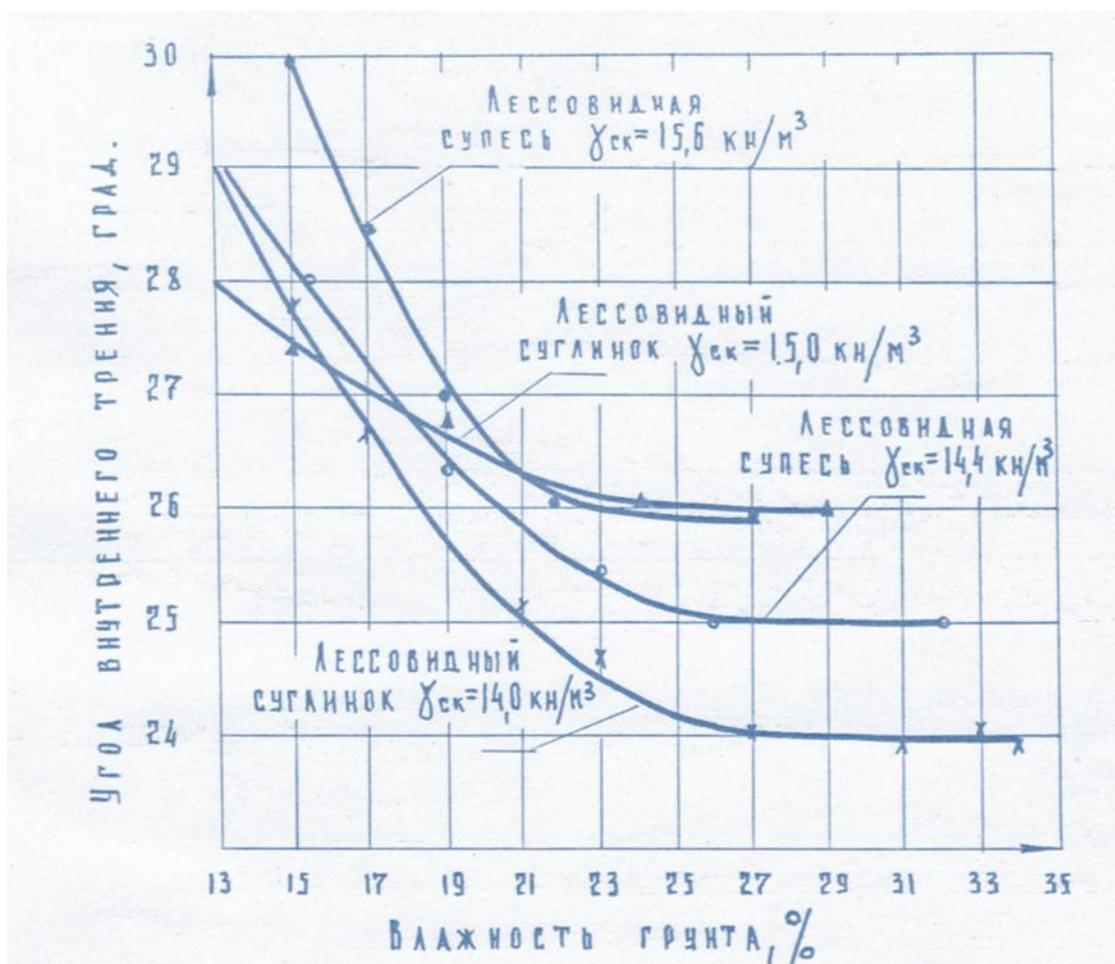


Рис. 26. Изменение угла внутреннего трения лессовидных грунтов при повышении влажности.

При этом следует выделить 3 участка.

Участок незначительных изменений прочностных характеристик грунтов. Это наблюдается на опытах, проведенных с лессовидными грунтами природного сложения с влажностью на 4-5% меньше, чем на пределе раскатывания. При этом отмечается незначительное изменение угла внутреннего трения и силы сцепления.

Участок существенных изменений прочностных характеристик грунтов. По мере дальнейшего увлажнения грунта до водонасыщения (степени влажности  $S_r=0,8$ ) сила сцепления и угол внутреннего трения уменьшается в значительной степени /сила сцепления уменьшается 2-10 раз, а угол внутреннего трения 1,05-1,2 раза/.

Участок на котором не происходит изменения прочностных характеристик грунтов. Дальнейшее увеличение влажности (от степени влажности  $S_r=0,8$ ) вплоть до полного водонасыщения практически не влияет на изменение прочностных характеристик лессовидных грунтов.

Результаты определения прочностных характеристик исследованных грунтов сведены в табл. 4.

Из табличных данных следует, что при повышении влажности лессовидных грунтов существенному изменению подвергается сила сцепления.

Наибольшие значения силы сцепления и угла внутреннего трения соответствуют минимальной влажности грунта, а минимальные значения их водонасыщенному состоянию.

Проведены экспериментальные исследования с различными лессовыми грунтами ненарушенной структуры по изучению акторов, оказывающих влияние на нарушение связности увлажненных лессов при колебании. Для этой цели был использован метод шарового штампа предложенного Н. А. Цытовичем.

Опыты проводились по следующей методике.

1. Из единого монолита отбирались два образца. После предварительного уплотнения при заданной нагрузке на одном из них определялось начальное значение сцеплений.

Таблица 4

Изменение прочностных характеристик лессовидных грунтов при увлажнении.

№ грунта	Объемный вес скелета грунта, кН/м	Естественная влажность, %	Значения сцепления С в МПа и угла внутреннего трения φ в град.			
			При естественной влажности		При водонасыщении	
			С	φ	С	φ
Грунт 1	14,0	10	0,0150	29	0,0025	25
Грунт 2	14,4	11	0,0350	29	0,0025	24
Грунт 3	14,9	13	0,0100	28	0,0050	26
Грунт 4	15,6	15	0,0500	30	0,0100	26

2. Второй образец подвергался динамическому воздействию при сохранении прежней статической нагрузки. После прекращения сотрясения определялось новое значение связности.

Все опыты проводилось в трехкратной повторяемости. Погружение шарика в грунт и его скорость при колебаниях показали об уменьшении величины связности грунта в условиях опыта.

На рис. 27 показано влияние длительности сотрясения при изменении связности увлажненных лессовидных грунтов. Как следует из графика величина снижения связности грунта в течение 60-120 с. при колебании интенсивностью  $\alpha = 2500 \text{ мм/с}^2$  составляет примерно 5-15 раз и более. При дальнейшем сотрясении связность грунта начинает постепенно возрастать. Начало интенсивной деформации увлажненных лессовых грунтов в процессе колебания соответствует 10-30с. и более с момента приложения динамической нагрузки на грунт. По этим опытам также можно было проследить то, что кратковременные динамические

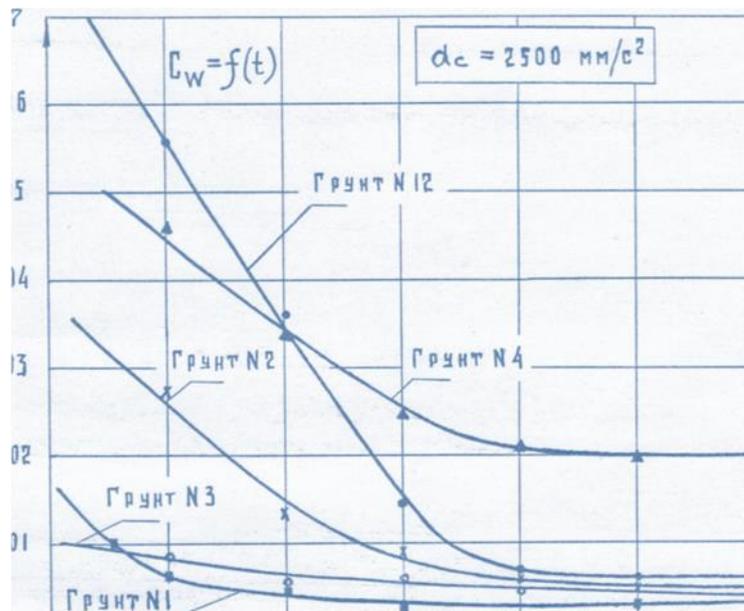


Рис. 27. Характер изменения связности лессовидных грунтов во времени при колебании. Опыты проведены при степени влажности грунтов  $S_r \geq 0,8$

нагрузки, приложенные к грунту нарушали лишь наиболее слабые структурные связи грунта, а последующие, сравнительно длительные колебания нарушали эти связи уже более эффективно.

Как показывают результаты испытаний, сопротивление связках грунтов под последовательно возрастающими нагрузками растёт не только за счёт угла внутреннего трения  $\phi$ , но и за счёт увеличения силы сцепления в условиях повышения плотности и снижения влажности грунта.

Это обстоятельство повидимому, связано со значением нормальных напряжений, действующих в толще грунта как показателя динамической устойчивости структуры грунта (за счёт увеличения сцепления).

На рис. 28 представлено возрастание сопротивления сдвигу по мере увеличения нормальных напряжений.

На рис. 29 иллюстрированы результаты опытов по определению изменения связности лёссовидного грунта в зависимости от влажности при колебаниях  $\alpha_c = 3000 \text{ мм/с}^2$ . По этим графикам также можно усмотреть снижения величин сцепления грунта по мере увеличения его влажности в процессе опыта.

Из рис. 30 видно, что велич. ;гы связности лессовидных грунтов при прочих равных условиях зависят от интенсивности динамического воздействия, т. е. снижаются с увеличением интенсивности, измеряемой ускорением  $\alpha$ .

Таким образом можно заключить, что изменение сцеплений увлажнённых лессовых грунтов при колебании зависит от их плотности-влажности, интенсивности, длительности и параметров динамического воздействия.

Выводы по главе 2.

Результаты экспериментальных исследований, проведенных на увлажнённых лессовых грунтах показали:

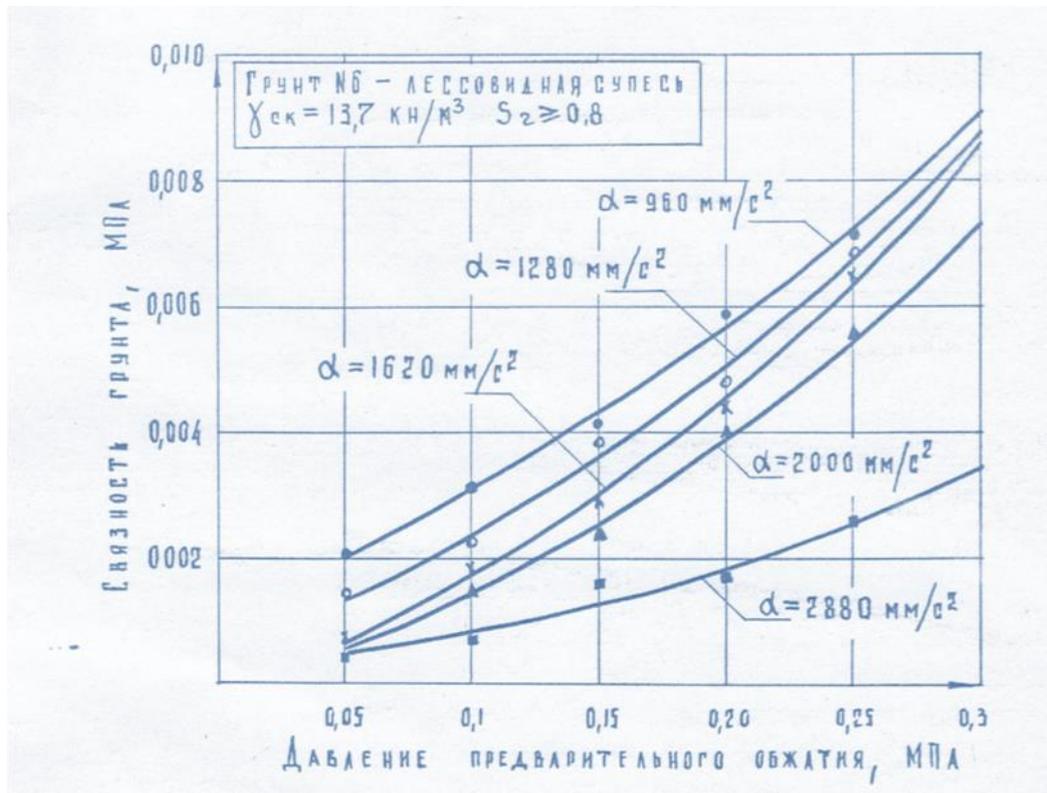


Рис. 28. Изменение связности уплотненного лессовидного грунта в зависимости от различных ускорений колебаний.

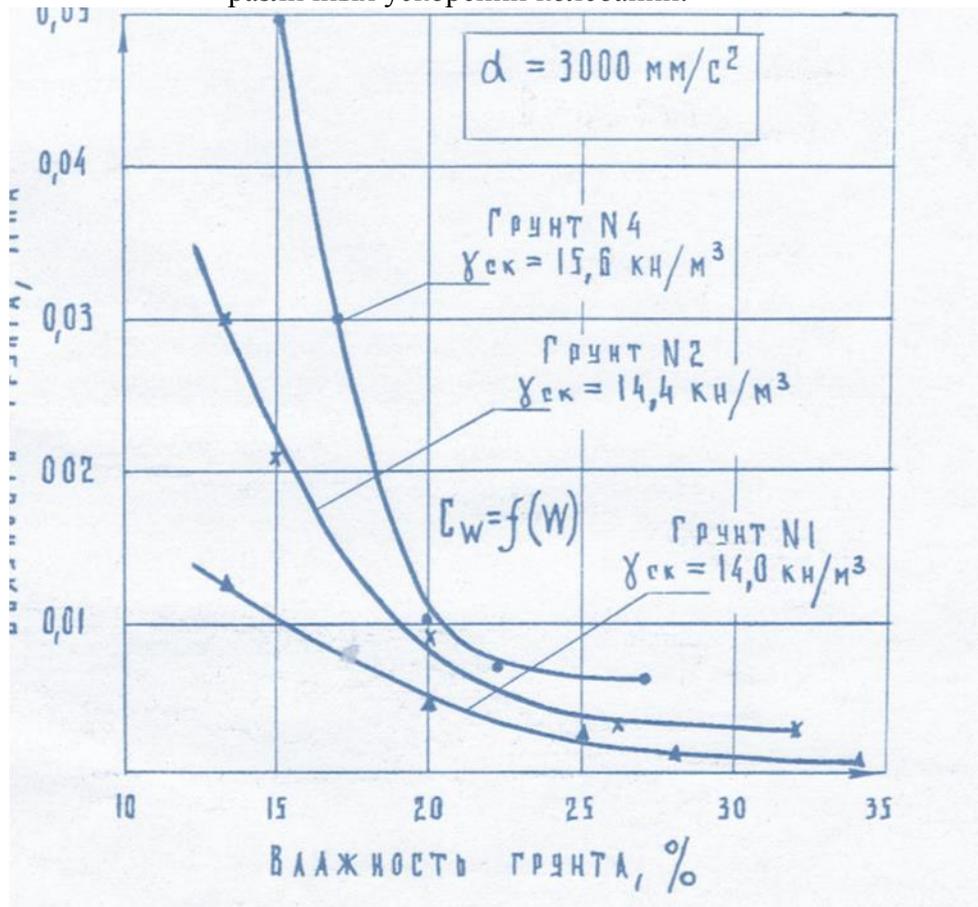


Рис. 29. Снижение связности лессовидных грунтов при увеличении их влажности.

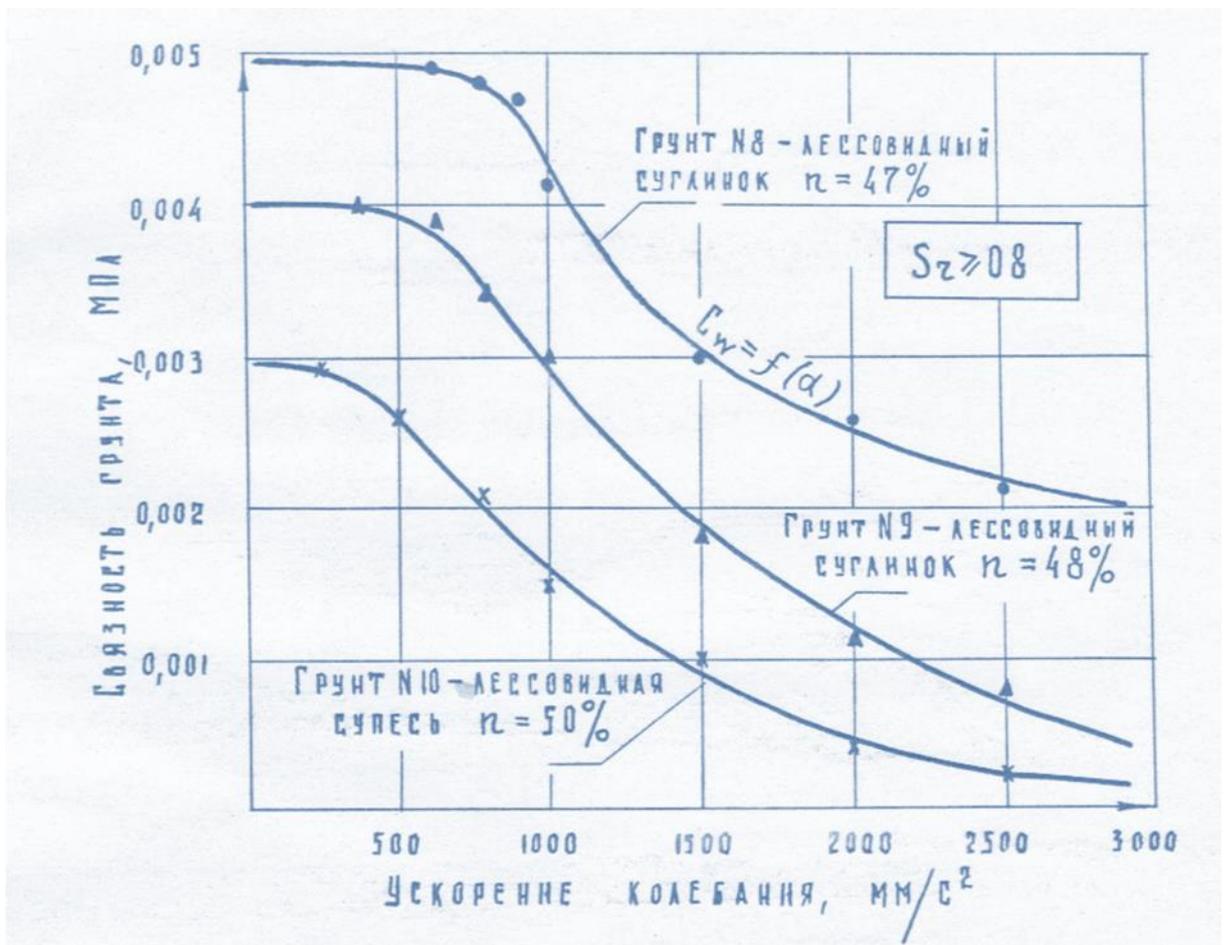


Рис. 30. Изменение связности лессовидных грунтов от ускорения колебаний.

- возможность снижения величины критического ускорения с повышением влажности грунта и падением роли пригрузки в процессе колебания;
- развитие деформации лесса от интенсивности колебания. Причем существенную роль на процессе оказывают высокочастотные колебания;
- деформация грунта также повышается с увеличением длительности динамического воздействия;
- снижение прочностных показателей грунта (угла внутреннего трения и сцепления) при колебаниях с ускорением, превышающим критического значения. При этом особо отмечается изменение силы связности, которое носит интенсивный характер в процессе колебаний.

### ГЛАВА 3. ПОЛЕВЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАРУШЕНИЯ СТРУКТУРЫ УПЛОТНЕНИЯ УВЛАЖНЕННЫХ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ

Задачи исследования

С целью проверки выводов, вытекающих из рабочей гипотезы, а также сопоставления с результатами экспериментальных лабораторных исследований были поставлены и проведены специальные полевые опыты на строительной площадке в Кашкадарьинской области Узбекистана (80).

Эти опыты преследовали также цель разработки рекомендации по виброуплотнению лессовых грунтов, залегающих в основании малоэтажных сооружений и в боковых зонах фундамента.

Основные задачи проведения полевых исследований сводились к следующим:

- изучение изменения влажности грунтов как по ширине, так и глубине площадки при вибрационных воздействиях;
- изменение структуры в различной степени увлажненных лессовых грунтов до и после вибрации;
- изучение характера деформации грунта при колебаниях;
- изучение характера изменения прочностных характеристик грунтов в процессе вибрации;
- влияние параметров вибрации на структуры грунта, залегающую на различных глубинах толщи;
- роль параметров колебания (частоты и амплитуды) в скорости деформации грунта;
- влияние длительности воздействия динамической нагрузки на процесс уплотнения;
- исследование процесса упрочнения нарушенных структур грунта и характер изменения его прочностных характеристик в этих условиях.

#### 3.2. Подготовка опытных площадок

Для осуществления полевых исследований были подготовлены три опытные участки с размерами 13 X 6, 5 м каждый. Эти участки сложены идентичными лессовыми суглинками физико-механические характеристики которых приведены в табл. 5.

Таблица 5

Показатели физико-механических свойств грунтов.

Наименование	Участка 1	Участка 2	Участка 3
Влажность, %.	14	13	14
Объемный вес скелета грунта, кН/м <sup>3</sup>	14, 3	14, 3	14, 3
Удельный вес, кН/м <sup>3</sup>	26, 9	26, 9	26, 9
Число пластичности	9, 8	10, 1	9, 9
Угол внутреннего трения, град.	28°	29°	28°

Сила сцепления, МПа	0,070	0,064	0,059
Вид грунта	легкий суглинок	легкий суглинок	легкий суглинок

По результатам гидрологических исследований грунтовые вода на площадках соответствуют горизонту 14-17 м от поверхности толщи.

Участки специально подготавливались к опыту в течение 30-40 дней (рис. 31).

О целью создания различной влажности в идентичных грунтовых условиях производились замачивания толщи через выкопанных траншеи по середине второй и третьей участки.

Необходимый объем воды для получения заданной влажности толщи определялся расчетом (табл. 6). Подачи воды осуществлялась с помощью водопроводного шланга. Процесс подачи воды-непрерывный.

Для контроля влажности грунта производился отбор образцов через каждый 7-8 дней.

В результате этих работ были получены идентичные участки, характеризующиеся практически одинаковыми составом и свойством грунтов, различающиеся только по влажности.

Влажность грунтов на участках соответствовала: участка №1- 13-14%; № 2-18-19%; №3-16-17%.

Таблица 6

Расчет объема воды для получения заданной влажности толщ

№ участка	Объемный вес скелета грунта, т/м <sup>3</sup> $\gamma_{ск}$	Природная влажность, доли единицы $W$	Заданная влажность, доли единицы $W_0$	Расход воды на 1 м <sup>3</sup> грунта, м <sup>3</sup> $A = \gamma_{ск} (RW_0 - W)$	Общий расход воды по участкам, м <sup>3</sup> $Q = V \cdot A$
1	1,43	0,14	–	–	–
2	1,43	0,13	0,19	0,113	48
3	1,43	0,14	0,17	0,067	28

Для измерения деформации грунта в процессе колебания как было отмечено выше на участках были закопаны специальные репера в количестве 45 шт.

Эти репера были изготовлены из тонких металлических многоотверстных пластинок круглого сечения ( $\alpha = 32$  мм). На середине пластинок приварены тонкие металлические стершы различной длины (0,5-4,0 м). На свободный конец стершей зарисована отметка для взятия отчета (рис. 32).

Точка наблюдения, откуда снимались показания реперов при вибрации площадки находилась на расстоянии 70 м от средней участки (рис. 33).

На рис. 34, 35 и 36 поведены схемы опытных участков с расположениями на них шурфов, реперов и хода движения вибрационного катка.

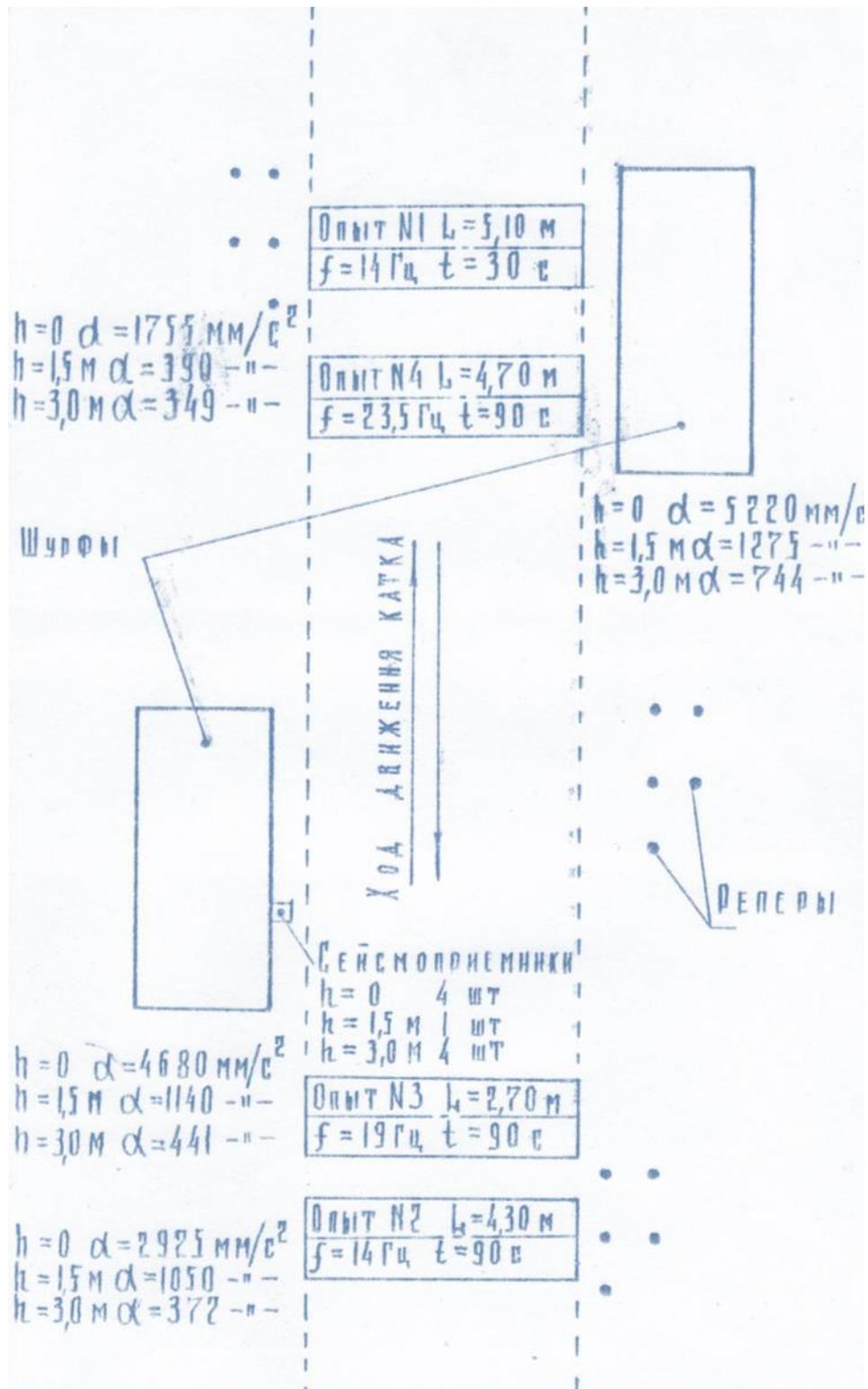


Рис. 34. Экспериментальная участка № 1.

$L$  – расстояние от сейсмоприёмника до оси катка

$h$  – глубина расположения сейсмоприёмника от поверхности земли.

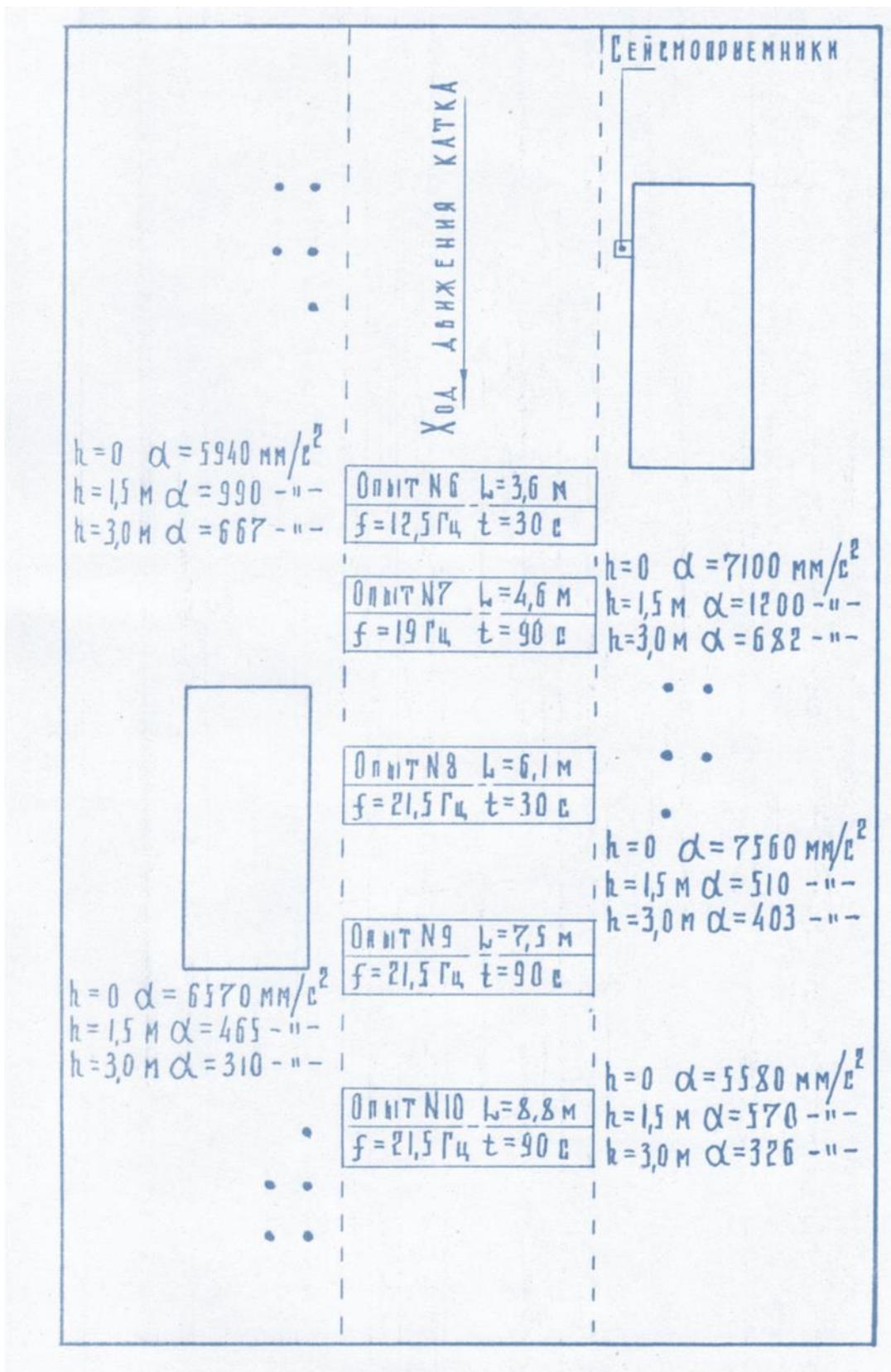


Рис. 35. Экспериментальная участка № 2.

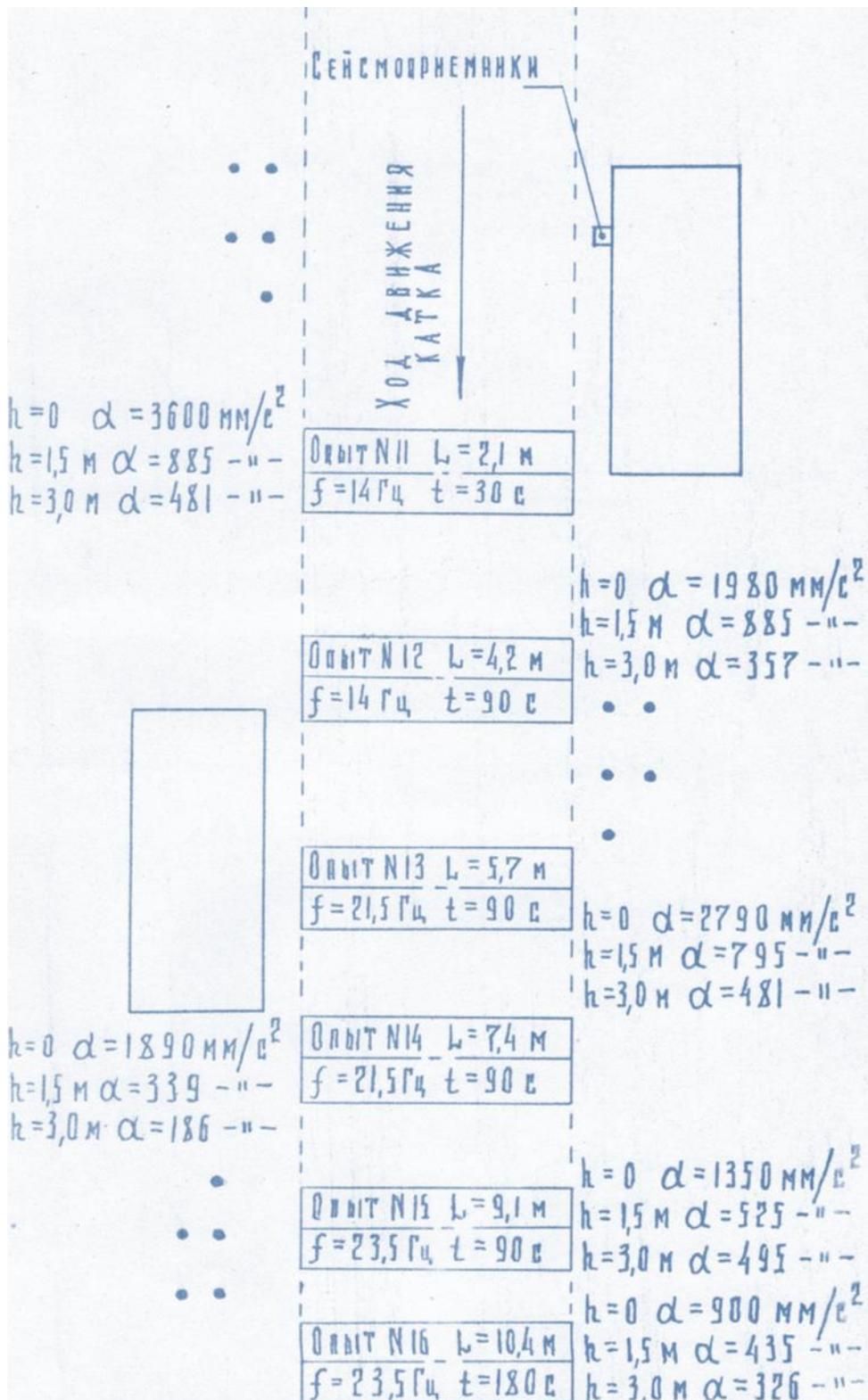


Рис. 36. Экспериментальная участка № 3.

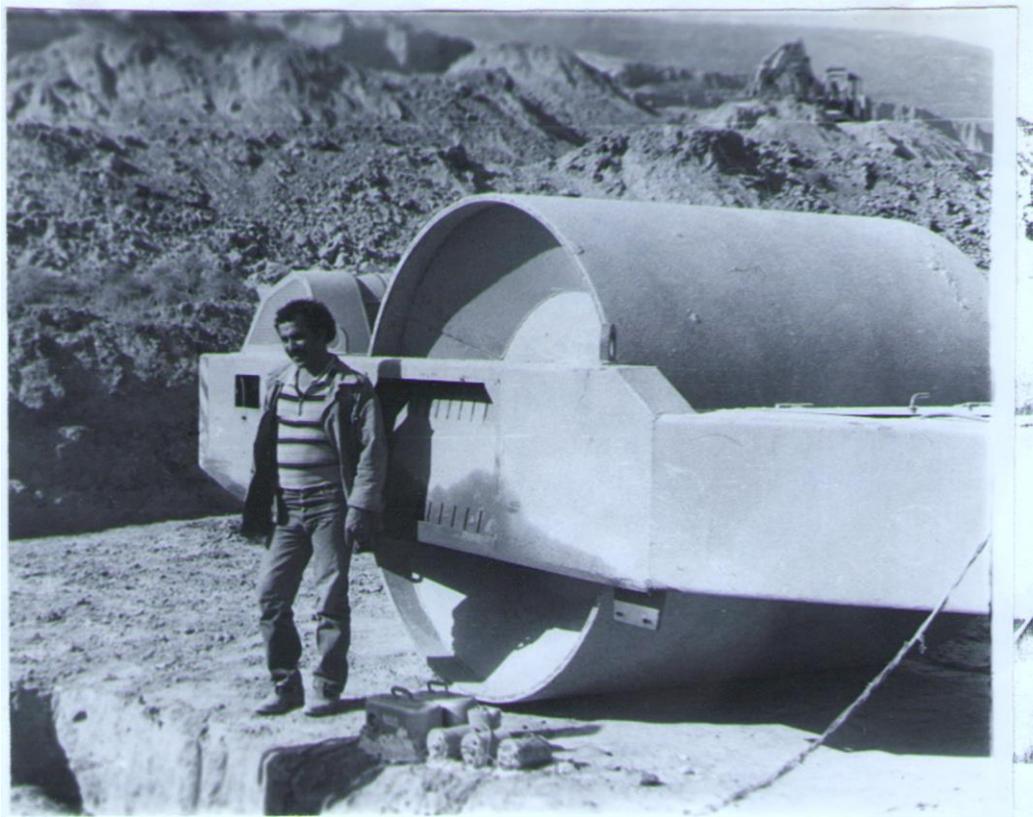


Рис. 37. Виброкаток SVAW – 12 с гладким вальцом.

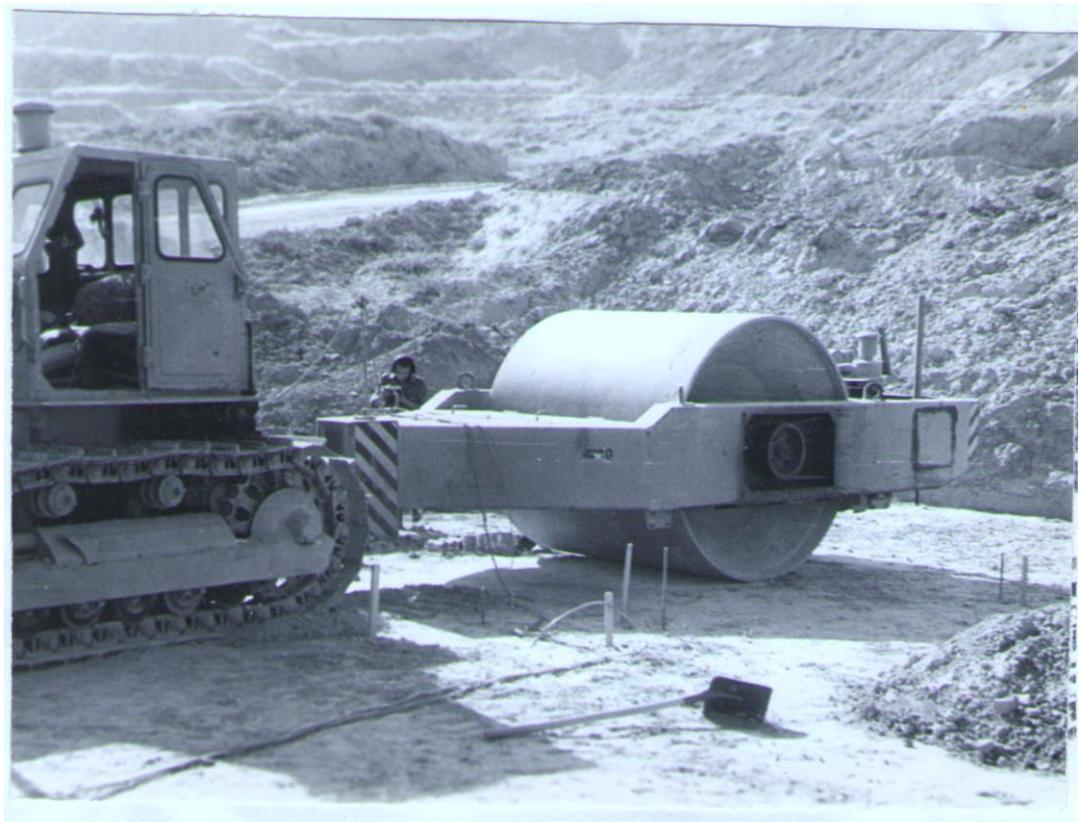


Рис. 38. Виброкаток SVAW – 12 с тяговым трактором.

С-5-С, установленных в трех точках, как на поверхности (рис.39) грунта, так и на глубинах по шурфу (рис,40). Показания датчиков записывались с через шпунтовых коробок осциллографами типа Н0 41 (рис.41).

На рис. 42 и 43 в качестве примера приведены осциллографические записи процесса вибрации. Обработка результатов опытов произведена по осциллографическим записям вибраций грунта. По данным записей основные опыты проведены в условиях вибрации с частотой от 6-23,5 Гц и ускорением колебания грунта  $\alpha = 1000 - 10000 \text{ мм/с}^2$ .

Характеристики виброратка SV AW - 12

Таблица 7

№№ п.п.	1 Показатель	Величина
1.	Масса» т	12
2.	Ширина полосы укатки, м	2
3.	Диаметр вальца, м	2
4.	Мощность двигателя, кВт	76,4
5.	Частота вибрации, Гц	до 25
6.	Скорость движения, км/час	1-5

### 4.3. Анализ результатов исследований

На опытных участках проведены более 30 различных исследований с вибрацией грунта. Обработка результатов исследований позволила установить следующие зависимости. Обратимся к данным табл.8, где сведены показания опытов изменения плотности-влажности грунтов при вибрации с различной длительностью и интенсивностью.

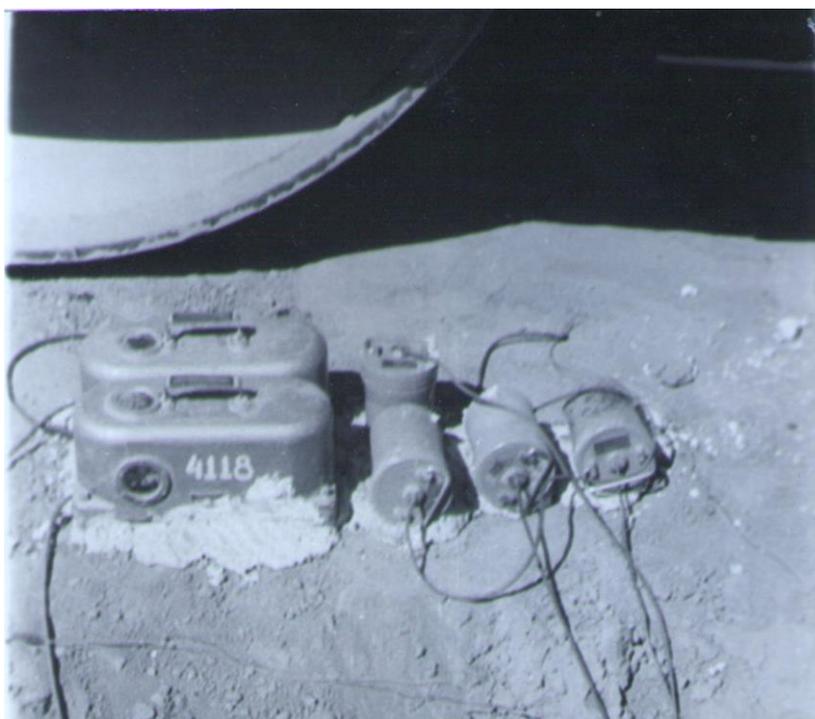


Рис.39. Вибродатчики на поверхности грунта (Н=0 С-5-С – 2 шт., ОСП – 4 шт.).



Рис.40. Вибродатчики в глубинах шурфа (H=1,5 м ОСП – 1шт., H=3,0 м ОСП – 2шт., ВЭГИК – 2 шт.).

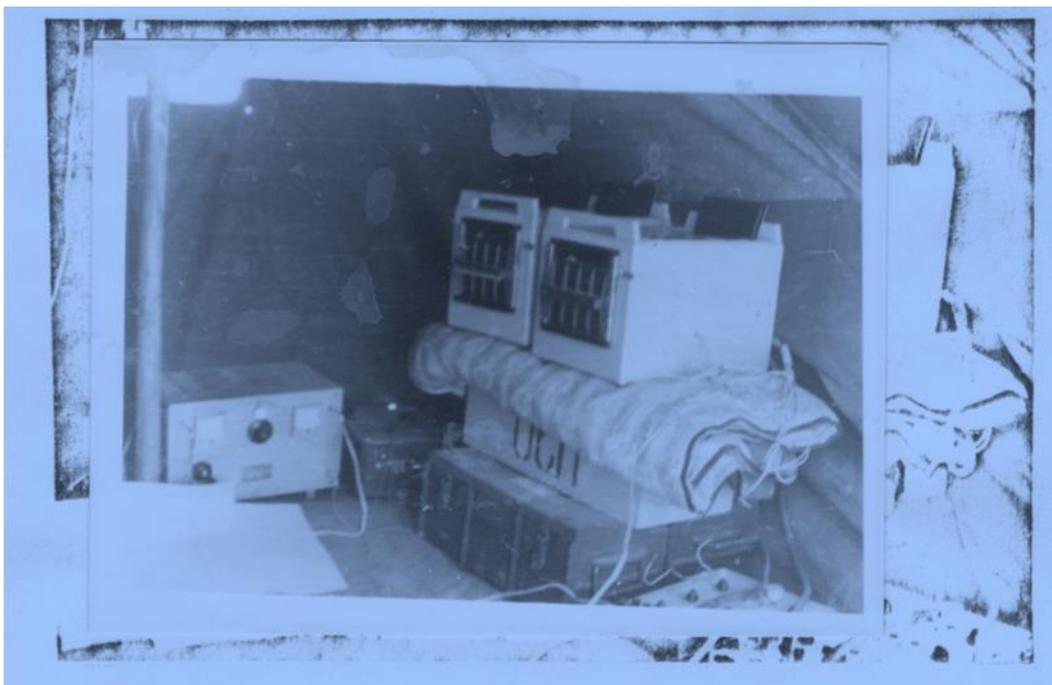


Рис.41. измерительная аппаратура.



Таблица 8

Изменения плотности-влажности грунтов при вибрации с различной длительностью и интенсивностью

Глубина слоя, м	$f = 12.5$ Гц/мин./ $t = 30$ с			$f = 23.5$ Гц/мин./ $t = 30$ с			$f = 12.5$ Гц/мин./ $t = 90$ с			$f = 23.5$ Гц/мин./ $t = 90$ с		
	W %	$\gamma_{ск}^{II}$ кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_{ск}^I$ кН/м <sup>3</sup>									
0,1	11,0	16,6	14,2	12	16,8	14,2	12,9	17,0	14,2	10,5	16,6	14,2
	15,4	17,0	14,7	21,5	17,0	14,7	15,6	17,2	14,7	10,6	16,5	14,7
	15,7	16,8	14,6	16,6	16,8	14,6	14	17,0	14,6	11,5	16,8	14,6
0,5	15	16,0	14,3	15,6	16,4	14,3	15,5	16,5	14,3	14,0	15,9	14,3
	17,5	15,9	14,8	16,0	15,9	14,8	18,8	16,2	14,8	15,0	16,0	14,8
	1^6	15,8	14,7	16,6	15,8	14,7	18,8	16,1	14,7	15,0	16,3	14,7
1,5	16,5	15,0	14,5	16,0	15,1	14,5	16	15,2	14,5	14,0	15,0	14,5
	20,4	14,9	14,9	19,5	15,1	14,9	19	15,1	14,9	16,7	15,1	14,9
	20,5	14,8	14,6	14,1	15,0	14,6	20	15,0	14,6	17,7	15,2	14,6

Примечание:

 $\gamma_{ск}^I$  – объемный вес скелета грунта по вибрации; $\gamma_{ск}^{II}$  – объемный вес скелета грунта после вибрации; $t$  – длительность вибрации; $f$  – частота вибрации.

В качестве интенсивности динамического режима в данном случае принята соответствующий режим виброкатка, отвычающей максимальному и минимальному положениям. Фиксация параметров в процессе работы виброкатка производилась по глубине на отметках 0,1; 0,5 и 1,5 м.

Как видно из данных таблицы 8 влажность грунта повышается по глубине толщи, Это повидимому объясняется условием замочки опытных участков. Такая картина наблюдается по трем опытным участкам (рис.44,45).

Несмотря на увеличение влажности грунта по глубине толщи его природная плотность сохраняется (рис.46).

Динамический режим виброкатка можно было регулировать по скорости движения и режима его работе (разные частоты).

На рис.47 и 48 иллюстрированы графики, составленные в результате обработки данных записей работы виброкатка, соответствующие минимальному и максимальному режимам (частоты: 12,5-14; 21,5-23,5 Гц). Как усматриваются из рисунков, что изменение плотности грунтов вследствие нарушения их структуры и деформации уменьшается по глубине толщи, что является в полне закономерным. Однако, на поверхностных горизонтах толщи, куда передаются интенсивные колебания наблюдается резкое изменение плотности грунта. Более сильные деформации грунта имеет место при работе виброкатка на максимальном режиме (рис.48). Отмеченное хорошо видно из фотографии, снятой в процессе опыта, представленные на рис.49 и 50.

Многие опыты, проведенные в полевых условиях с вибрацией толщи показали повышение деформации грунта с увеличением длительности колебания (рис. 51,52). Это явствует сопоставления данных графиков, приведенных на рис.47,48 с 51 и 52. Так, при колебании грунта при работе виброкатка в минимальном режиме продолжительностью 30 с начальная плотность грунта снизилась на 0,019 МПа, а при колебании длительностью 90 с при сохранении этого режима снижение плотности грунта составляла на 0,022 МПа. Это обстоятельство хорошо усматривается из графиков, представленных на рис.53. Наблюдаемая при этом линейная зависимость между изменением плотности грунта от длительности колебания по количественному выражению падает с глубиной толщи.

В экспериментальных исследованиях, проведенных в полевых условиях нами были уделены особое внимание на дальнейшее поведение грунтов после осуществления вибрации. Произведены наблюдения и измерения показателей грунтов в течение 2<sup>х</sup> месяцев. Результаты наблюдения сведены в табл.9.

На рис.54,55 представлены графики, характеризующие повышения плотности грунта, подверженного динамическим воздействиям с различными колебаниями. Как усматриваются из этих графиков более интенсивное возрастание плотности отмечается у предварительно вибрированных грунтов с большой частотой, что является важным показателем для назначения мероприятия по уплотнению грунта.

Повышение плотности грунта во времени сопровождается с увеличением его прочностных показателей (угла внутреннего трения и сцепления). Причем это увеличение протекает более интенсивно в течение первой недели после

вибрации, о чем хорошо свидетельствуют данные, иллюстрированные на рис.56,57. Отличается возрастание значения угла внутреннего трения в зависимости от длительности вибрации. Так, при вибрации, продолжительностью 30 с возрастание  $\varphi$  в течение 50 суток составляет на  $3^\circ$ , а при 90 с эта величина составляет на  $5^\circ$ .

Аналогичное, но более ярко выраженное обстоятельство характерно для сцепления грунта. В рассматриваемом плане наибольший интерес представляют графики представленные на рис.58. Как видно из этих графиков вибрационное, как и другое динамическое воздействие на грунты вызывает резкое снижение сцепления. В результате в водонасыщенных грунтах.

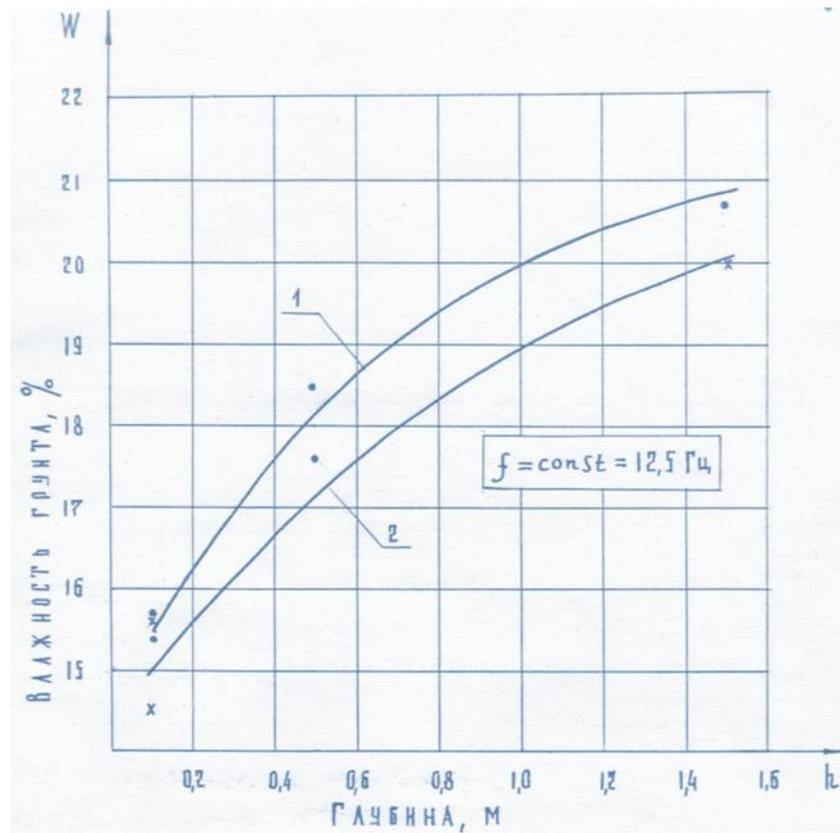


Рис.44. Характер изменения влажности грунта по глубине при замачивании 1-кривая соответствует вибрации длительностью 30 с и 2-90с.

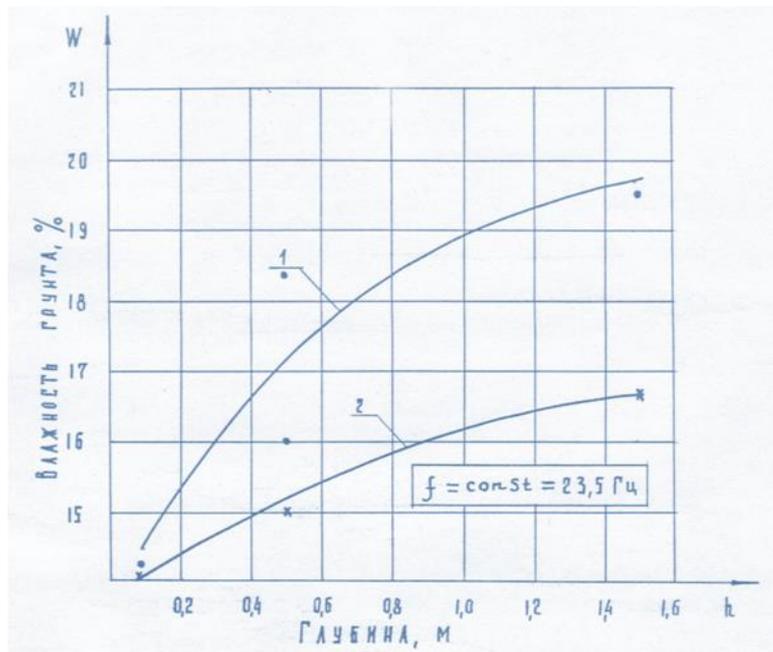


Рис. 45. Характер изменения влажности грунта по глубине толщ при замачивании.  
 1-кривая соответствует вибрации длительностью 30 с и 2-90 с.

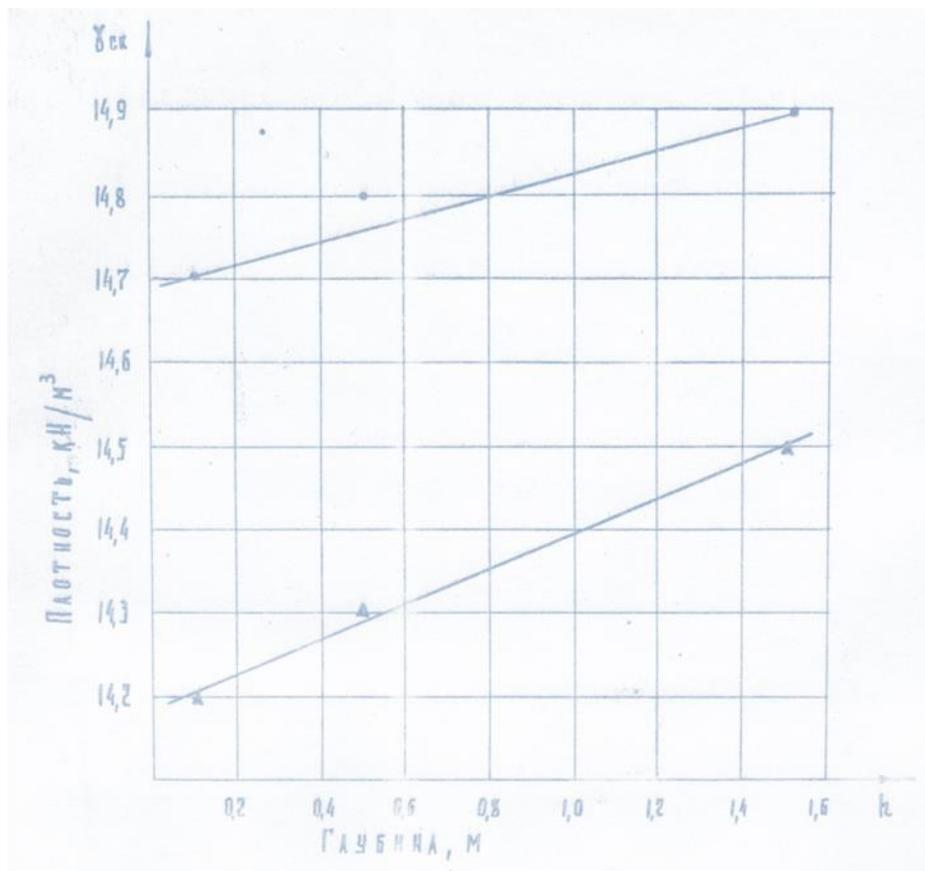


Рис. 46. Изменение начальной плотности грунта по глубине толщи

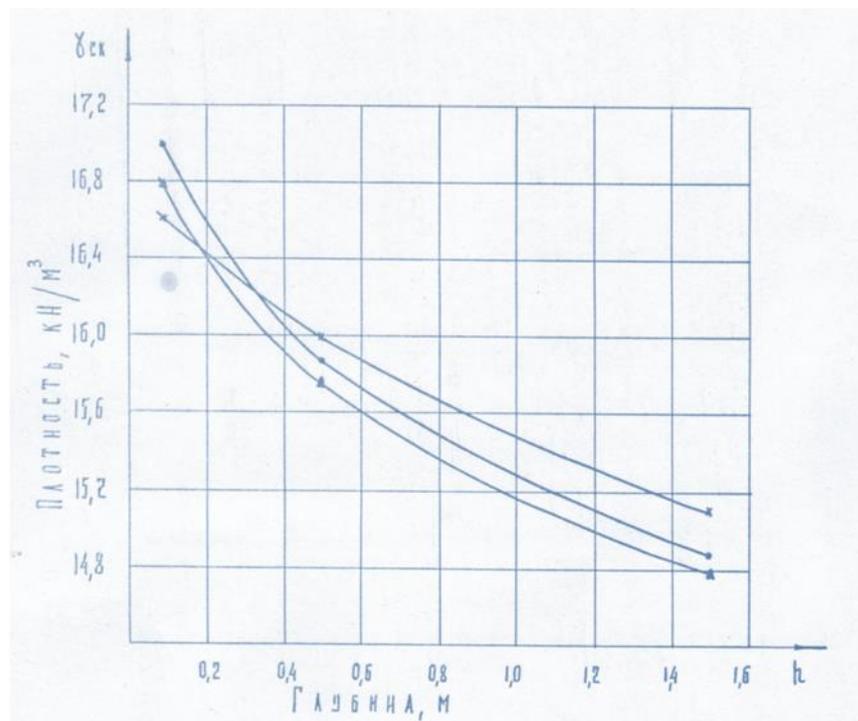


Рис.47. Характер изменения плотности грунта по глубине толщи при вибрации с частотой  $f = 12,5$  Гц. Длительность колебания  $t = 30$  с.

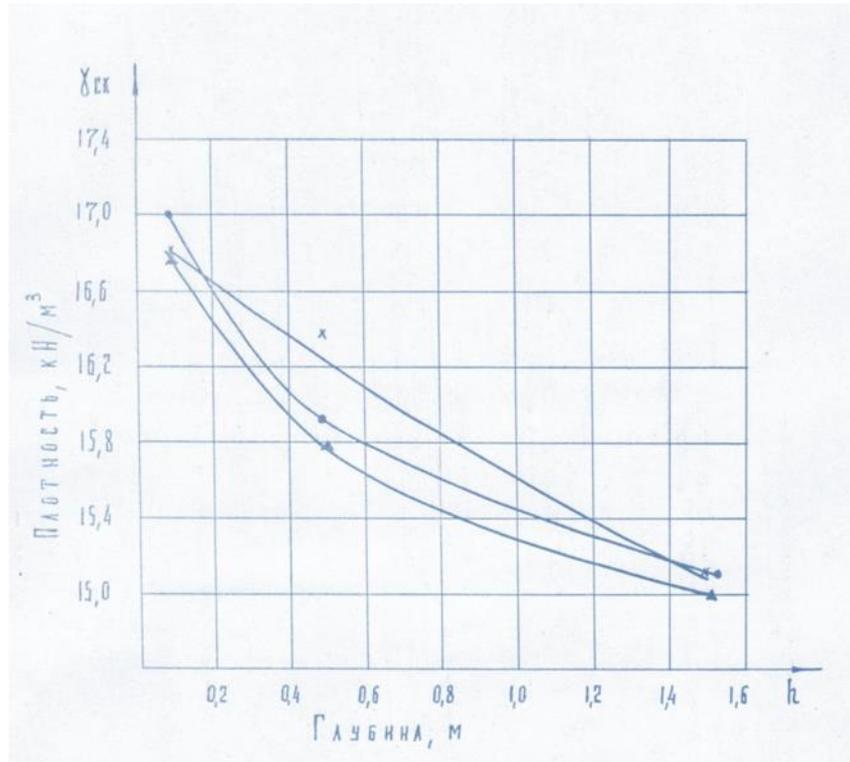


Рис. 48. Характер изменения плотности грунта по глубине толщи при вибрации с частотой  $f = 23,5$  Гц. Длительность колебания  $t = 30$  с.



Рис.50. деформация грунта при максимальном режиме работы вибротатка.

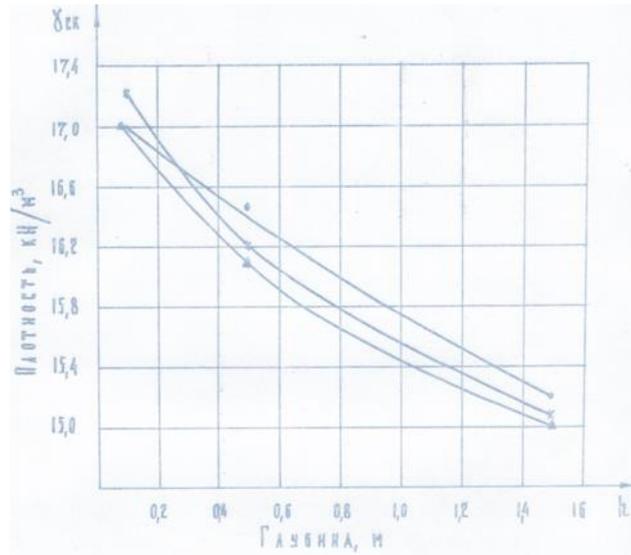


Рис.51. Характер изменения плотности грунта по глубине толщи при вибрации с частотой  $f = 12,5$  Гц. Длительность колебания  $t = 90$  с.

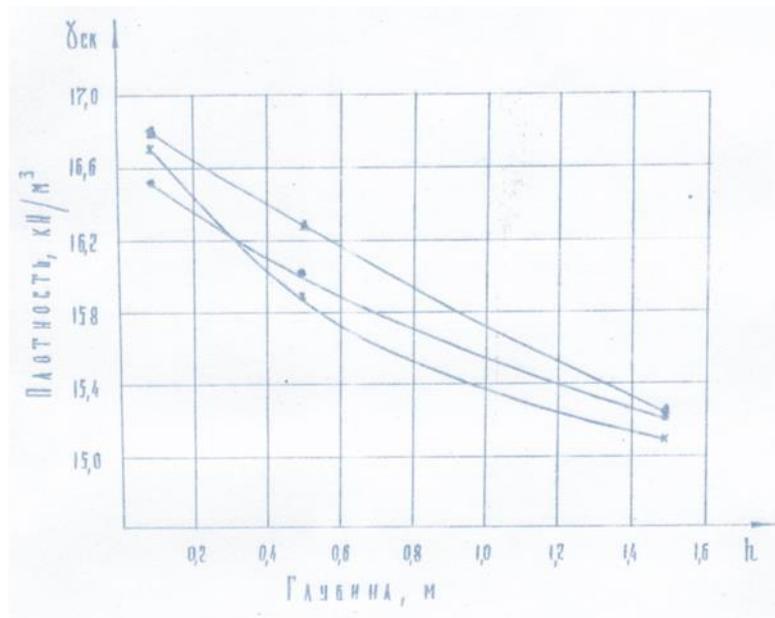


Рис. 52. Характер изменения плотности грунта по глубине толщи при вибрации с частотой  $f = 23,5$  дительность колебания  $t = 90$  с.

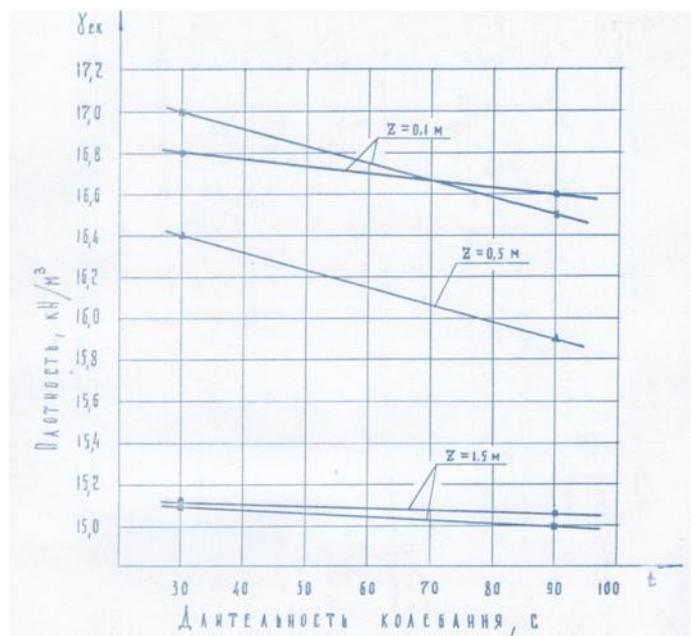


Рис.53. Зависимость изменения плотности грунта от длительности колебания. Частота колебания  $f = 23,5$  Гц.

Изменение прочностных характеристик грунтов после осуществления вибрации

Время	Глубина отбора пробы Н=0,4-0,5м							
	Частота вибрации $f=12,5-14$ Гц Длительность вибрации $t=30$ с				Частота вибрации $f=12,5-14$ Гц Длительность вибрации $t=30$ с			
До вибрации	17,6	14,8	28°	0,046	16,1	14,3	27°	0,049
Через 1-3 суток после вибрации	18,0	16,0	28°30	0,030	17,5	16,6	29°30	0,035
Через 50 суток после вибрации	16,6	16,2	29°	0,059	15,1	16,7	30°	0,060
До вибрации	16,3	14,5	24°30	0,049	16,3	14,5	24° 30	0,049
Через 1-3 суток после вибрации	19,1	16,1	27°30	0,025	20,3	16,2	27°	0,020
Через 50 суток после вибрации	16,6	16,3	25°	0,067	17,5	16,3	27°30	0,059

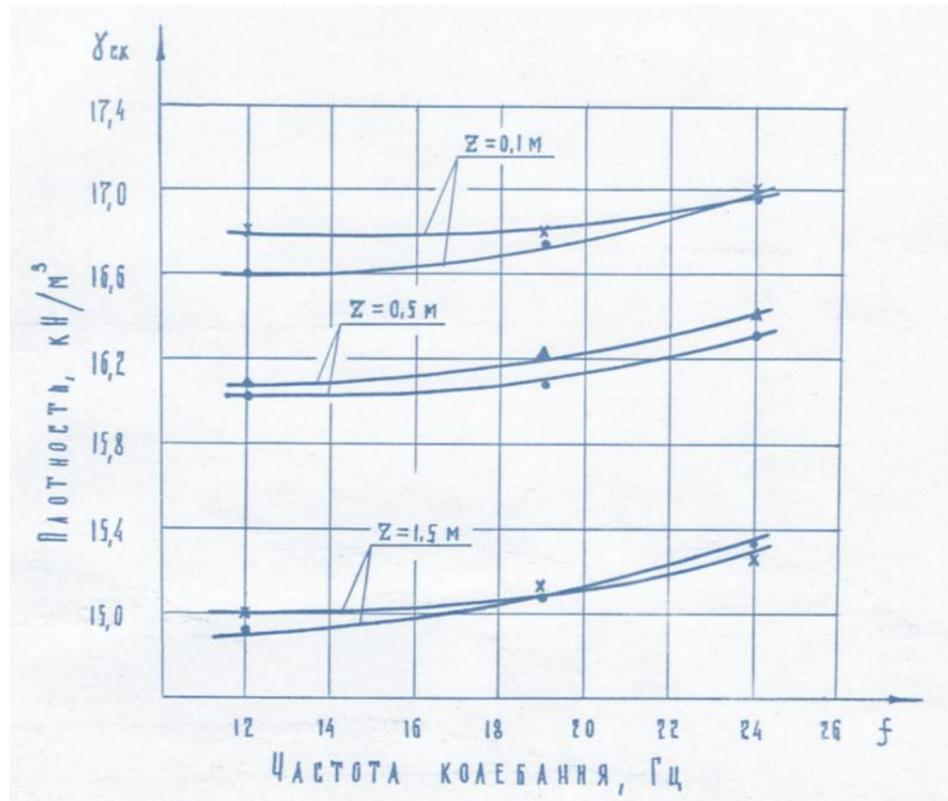


Рис.54. График изменения плотности грунта в зависимости от частоты колебания при различных глубинах толщ. Время колебания  $t = 90$  с.

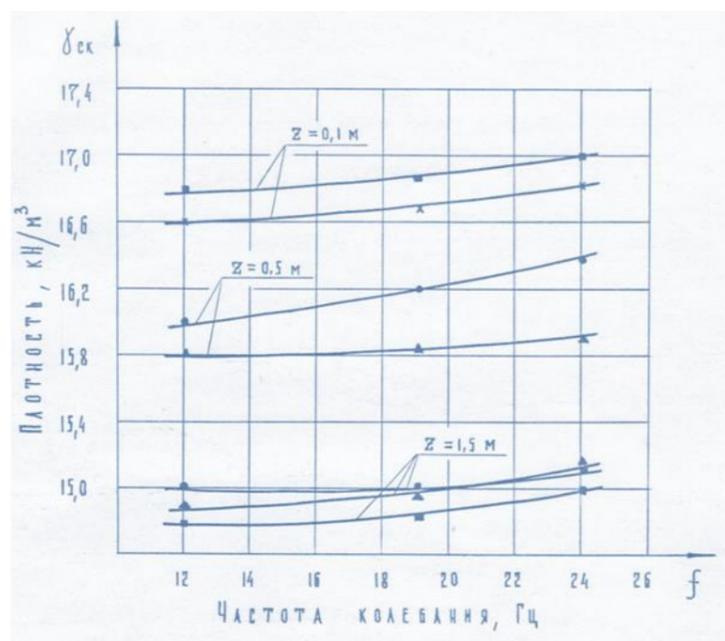


Рис.55. График изменения плотности грунта в зависимости от частоты колебания при различных глубинах толщ. Время колебания  $t = 30$  с.

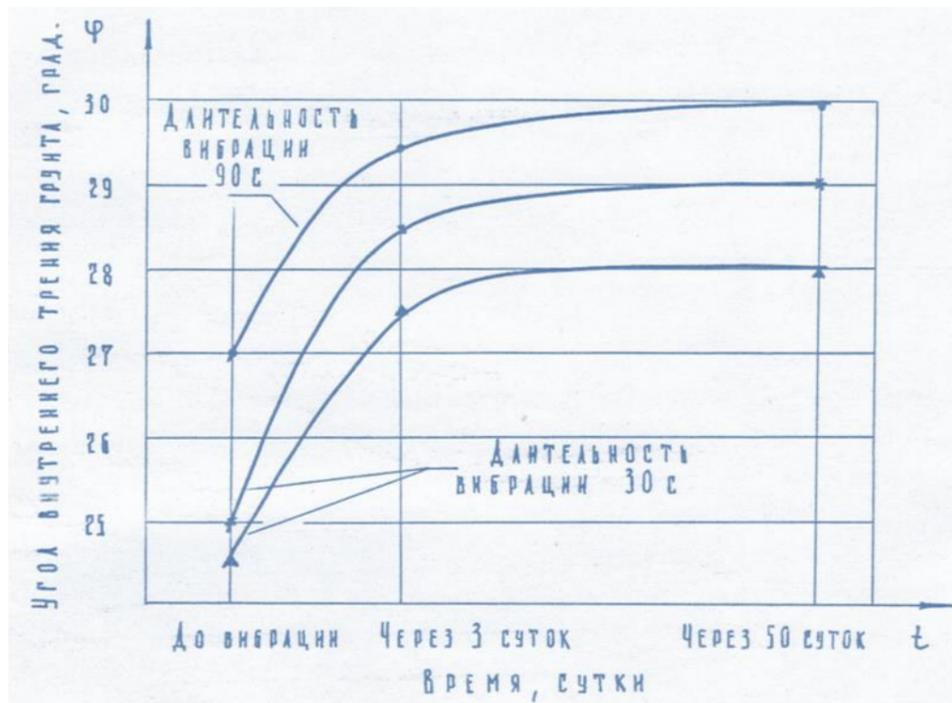


Рис. 55. Характер повышения угла внутреннего трения вибрированного грунта с течением времени. Частота вибрации  $f = 12,5$  Гц.

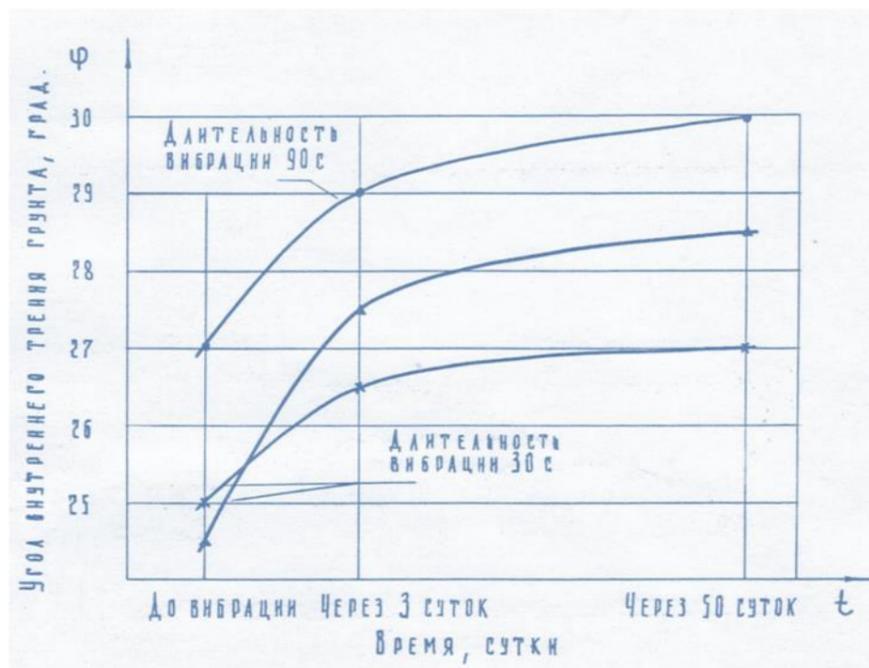


Рис. 57. Характер повышения угла внутреннего трения вибрированного грунта с течением времени. Частота вибрации  $f = 23,5$  Гц.

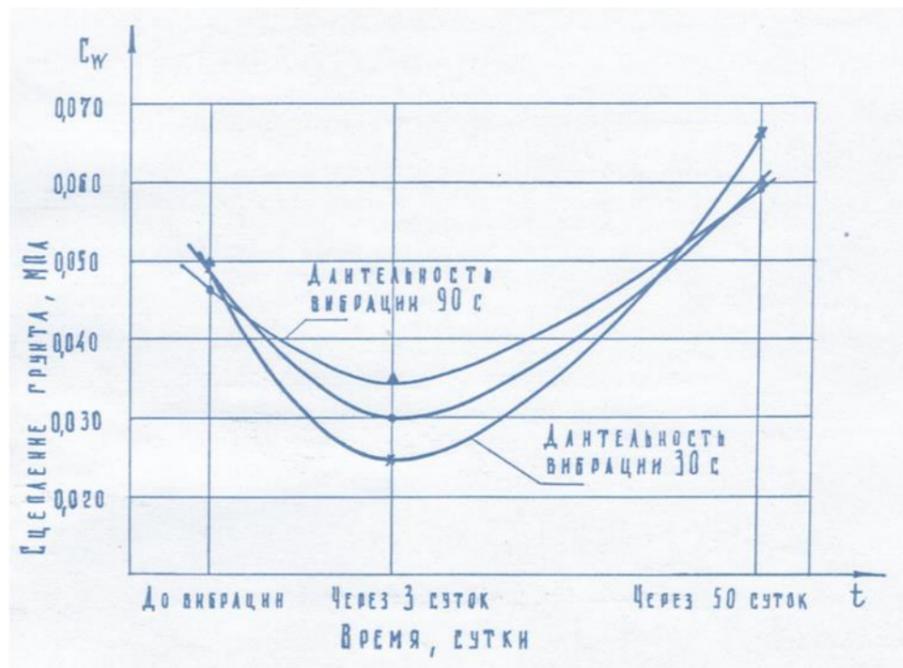


Рис. 58. Характер изменения сцепления грунта с течением времени. Частота вибрации  $f = 12,5$  Гц,

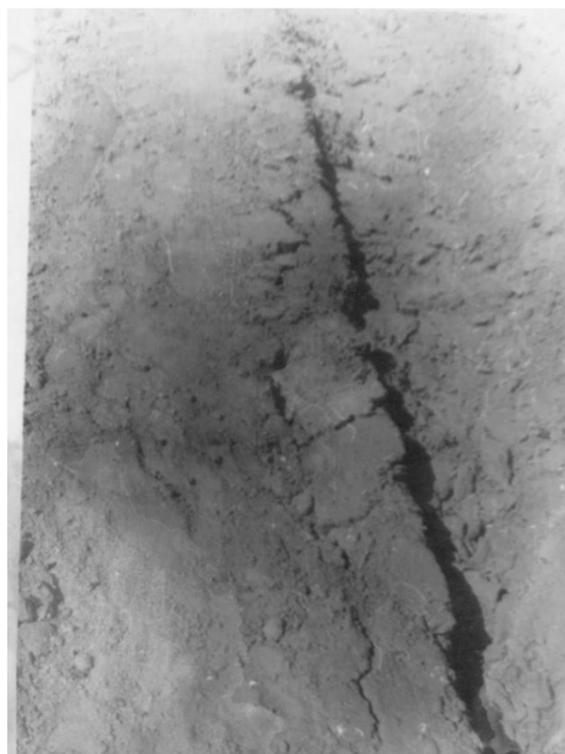


Рис. 59. Падение прочности водонасыщенных грунтов и переход их в разжиженное состояние при вибрации.



Рис. 60. Переход грунта в разжиженное состояние при максимальном режиме работе вибротатка.

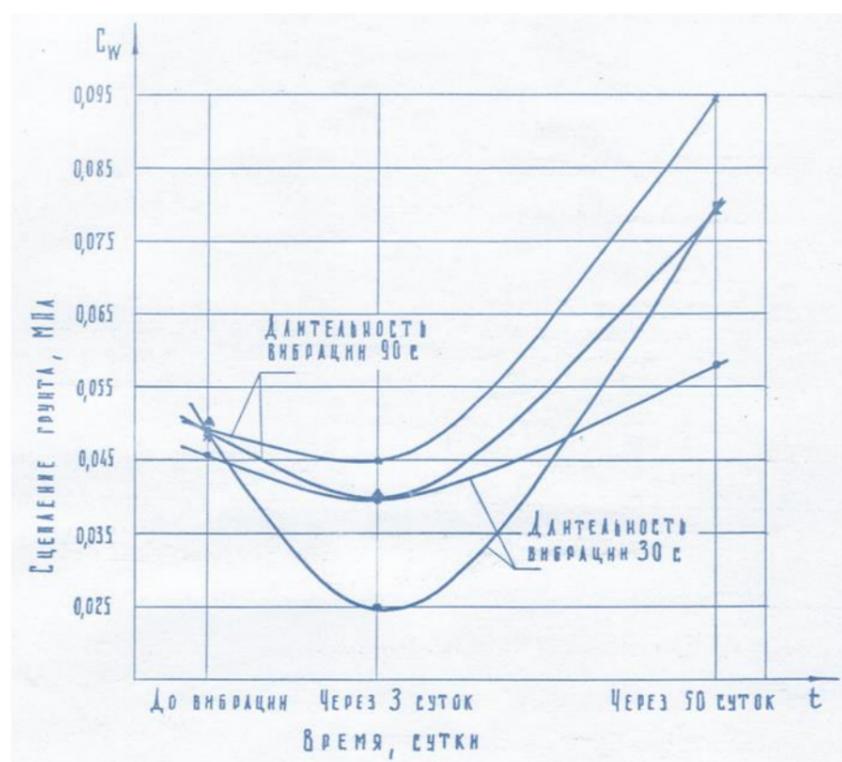


Рис. 61. Характер изменения сцепления грунта с течением времени. Частота вибрации  $f = 23,5$  Гц,

насыщенных грунтах наблюдается падение прочности, в отдельных случаях переход их в разжиженное состояние. Такое явление имелось место и в наших опытах, когда вибротаток работал на максимальном режиме ускорение  $a > 5000$  мм/с<sup>2</sup> на 3 участке, характеризующийся наибольшей влажностью  $W > 19\%$ . На рис.59 и 60 приведены фотографии, показывающие этого явления на опытном участке.

С течением времени наблюдается повышение сцепления грунта, очевидно, в результате приобретения грунтом новой прочности и уплотнения под влиянием собственного веса. Это хорошо усматривается из рис. 61, где величина сцепления от 0,040 МПа возросла на 0,090 МПа в течение 50 суток.

Таким образом, опыты, проведенные в полевых условиях подтвердили результатов лабораторных исследований в плане нарушения структуры увлажненных лессовых возможность при этом развития пластических деформации в процессе вибрации.

## ГЛАВА 4. ПРОГНОЗ ИЗМЕНЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЛЕССЦОВОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ КОЛЕБАНИЯХ

### 4.1. Основные положения

В соответствии с нормативными документами, в частности, СНиП, расчет оснований в сейсмических районах предусмотрено вести по первому предельному состоянию, что приводит для всех грунтов к необходимости расчета на их устойчивость /100/.

Основные положения расчета оснований при особом сочетании нагрузок по первому предельному состоянию исходят из определения несущей способности оснований в соответствии с приближенной теорией предельного равновесия грунтов с учетом внецентренного действия на фундамент нагрузки и динамических напряжений в основании, возникающих при распространении сейсмических волн. При этом допускается частичный отрыв подошвы фундамента при условии ограничения эксцентриситета нагрузки от сооружений, достаточной величина коэффициента надежности основания в зоне сжатия под частью подошвы фундамента и превышения краевых ординат эпюры предельного значения максимальных контактных напряжений. В результате достигается значительное сокращение размеров фундаментов.

В основу расчета положена возможность деформации основания (осадка, крены и т.п.) превышающей свое предельное значения, допустимое при основном сочетании нагрузок, Поэтому при особом сочетании нагрузок с учетом сейсмических воздействия деформация оснований не рассчитывается.

Это основное положение расчета оснований по первому предельному состоянию нам представляется недостаточным и далеким от явления, наблюдаемые в натуральных условиях.

На важность влияния сейсмической осадки грунта на разрушение сооружений при землетрясениях неоднократно было обращено внимание многими специалистами выступавшими на всемирных совещаниях и симпозиум (Сан-Франциско, 1956; Япония, 1960; Мехико, 1969; Сант-Яго, 1969; Стамбул, 1973; Индия, 1973; Токио, 1977 и др. Так, например, в своем докладе японский ученый И.К.Минами отмечал, что осадка оснований явилась одной из причин, обусловивших значительные повреждения сооружений во время землетрясения в Ном-Кок /58 /. Японские ученые Осаки, Канаи, Оцуки, Хауснер /Мехико, 1969/ указывали также на возможность образования значительных осадок при землетрясении не только на водонасыщенных песчаных, но и других грунтах, не полностью переходящих в разжиженное состояние при колебании,

Н.Амбрассейс /116/ отмечает, что при землетрясении в Греции в 1965-1966 гг, значительную роль в увеличении степени повреждений сооружений сыграли образованные при этом осадка грунта, Такие явления имели место и в Турции в 1966 и 1967 гг, По данным Н.Амбрассейса, многие здания, испытавшие неравномерные осадки, были построены на неглубоких фундаментах, При землетрясении в Мехико в 1964 г. здания в 12 этажей и более наклонились на значительную величину, хотя фундаменты их основывались на висячих железобетонных сваях длиной 16-22 м, Смещение одного 22 этажного здания при этом достигало 1,0м.

Большие разрушения зданий и сооружений вследствие значительной осадки оснований, наблюдавшиеся во время землетрясений в США, Индии, Японии и Мексике, отмечены в докладе Э. Базанта /117/.

В результате анализа последствий землетрясений японские ученые пришли к выводу, что применение свайного фундамента не дает решительно ничего для защиты от землетрясения. Анализ показал, что гнилые дома со свайными фундаментами были повреждены хотя и меньше, но не намного /120/. Здания, имеющие глубокие подвалы, а также возведенные на железобетонных плитах, получили значительно меньшую осадку при землетрясении и были меньше повреждены /116 /.

Многочисленные такого рода примеры о повреждении сооружений в следствие дополнительной осадки грунта при землетрясении можно привести из практики строительства в нашей страны. Анализу последствия

землетрясений посвящены труды С.В. Медведева / 57 / .Антоненко Э.М. / ,Дедовой Е.В./23 / ,Расулова Х.З./84 / и мн.др.

Все отмеченные со всей очевидностью указывает на необходимость разработки вопросов, касающихся образования осадок при землетрясении. Эти вопросы, безусловно, связаны с проблемами динамического нарушения прочности грунтов и образования пластических деформации, рассматриваемыми в настоящей работе,

В заключение следует отметить, что в кодах зарубежных стран по сейсмостойкому строительству отсутствуют требования расчета по первому предельному состоянию, а в японской практике, в целях уменьшения осадок фундаментов в условиях сеймики, уменьшают допусковое давление на грунт. Это оправдано, так как осадка при динамическом воздействии существенно зависят не только от параметров динамического возмущения, но также от статических нагрузок.

Расчетное давление на основание, принятое в японских нормах, ниже, чем в СССР: например, для песков от 0,05 до 0,30 МПа, а для глинистых грунтов - от 0,02 до 0,2 МПа /120/.

В основу нижеописываемых зависимостей положено, что среднее давление от сооружения, возводимого в сейсмических районах, не должно превышать его значения, определяемого в каждом частном случае исходя из изменения прочностных характеристик грунтов при землетрясениях. Очевидно, в таком случае при расчете основании по деформациям будет учтена дополнительная сейсмическая осадка сооружений.

#### 4.2. Напряженное состояние колеблющейся грунтовой среды.

Задача о нахождении напряженного состояния колеблющейся грунтовой среды в основании сооружений является весьма сложной. Однако, если учитывать, что длина сейсмических волн обычно достаточно велика /от нескольких десятков метров до нескольких километров/, то практически важным оказываются случаи исследования напряженного состояния грунтов на глубинах, составляющих малую долю от длины волны /что соответствует имеющимся на практике случаям глубин сжимаемой толщи от веса зданий малой этажности 2-3 м/. В этих случаях задача о нахождении динамического напряженного состояния в основании фундамента может быть сведена к квазистатической задаче, решаемой обычным для механики грунтов способом /III/. При этом к статически действующим нагрузкам по подошве фундамента /контактным напряжением/ должны быть добавлены динамически силы инерции/напряжения/, пропорциональные удельной массе фундамента, а также сооружения, расположенного на нем, и действующим на фундамент ускорениям.

Рассмотрим случай действия сосредоточенной нагрузки на упругое полупространство и падения сейсмической волны на горизонтальную ограничивающую плоскость под углом  $\theta$  /78/.

При этом вводится вышеназванное допущение, что зона статического напряженного состояния в грунте значительно мала по сравнению с длинами распространяющихся в грунтовой толще волн. Это позволяет считать сейсмические ускорения колебаний постоянными по величине и направлению во всех точках рассматриваемой толщи.

Выделим в толще параллелепипед с бесконечной длиной, перпендикулярной плоскости чертежа, с размерами  $dz$ ,  $dx$  /рис,62/.

Уравнения движения грунта в принятой системе координат без учета собственного веса запишется в виде:

$$\frac{\delta G_z}{\delta z} + \frac{\delta \tau_{zx}}{\delta x} = F_z$$

(4.1)

$$\frac{\delta\tau_{xz}}{\delta z} + \frac{\delta G_x}{\delta x} = F_x$$

Здесь  $\delta z$ ,  $\delta x$ ,  $\tau_{xz}$ ,  $\tau_{zx}$ ,  $F_z$ ,  $F_x$  соответственно амплитудные значения напряжений и сил инерции.

Решение уравнения /4.1/ при условии, что величины касательных напряжений является неявной: функций от  $Z$  и  $X$  и зависят от угла наклона к оси абсцисс радиуса вектора, проведенного от начала координат в точку  $M$ , в которой вычисляются напряжения сводится к виду/78/:

$$\delta z = A \left[ \frac{\sin k\delta}{k} - \frac{\sin(k+2)\delta}{2(k+2)} - \frac{\sin(k-2)\delta}{2(k-2)} \right] + N$$

$$\delta x = A \left[ \frac{\sin k\delta}{k} - \frac{\sin(k+2)\delta}{2(k+2)} - \frac{\sin(k-2)\delta}{2(k-2)} \right] + T \quad (4.2)$$

$$\tau_{zx} = A \left[ \frac{1-\cos(k+2)\delta}{2(k+2)} - \frac{1-\cos(k-2)\delta}{2(k-2)} \right] + E$$

где  $N$ ,  $T$ ,  $E$  - определяются изначальник условий.

В соответствии с исходным положением нашел задачи начальное условие для определения напряженного состояния в точке от периодического изменения нагрузки  $P_0$  определяется при  $\delta = 0$  из выражения /4.2/.

$$\delta z = \delta x = P_0 (1 + k_c l^{i\omega t}) \quad (4.3)$$

$$\tau_{zx} = E(1 + k_c l^{i\omega t})$$

Здесь  $P_0$  и  $E$  соответственно интенсивность сплошной равномерной вертикальной и горизонтальной нагрузок.

В случае свободной поверхности левой стороны от оси координат то  $P_0 = 0$  и  $E = 0$ . Тогда из /4.2/ имеем:

$$\delta z = A \left[ \frac{\sin k\delta}{k} - \frac{\sin(k+2)\delta}{2(k+2)} - \frac{\sin(k-2)\delta}{2(k-2)} \right]$$

$$\delta x = A \left[ \frac{\sin k\delta}{k} - \frac{\sin(k+2)\delta}{2(k+2)} - \frac{\sin(k-2)\delta}{2(k-2)} \right] \quad (4.4)$$

$$\tau_{zx} = A \left[ \frac{1-\cos(k+2)\delta}{2(k+2)} - \frac{1-\cos(k-2)\delta}{2(k-2)} \right]$$

Если  $\delta = \pi$  получится поверхностные условия по правую сторону от начала координат:

$$\delta z = \frac{4}{k(4-k^2)} A \sin K \pi$$

$$\delta x = \frac{4-2k^2}{k(4-k^2)} A \sin K \pi \quad (4.5)$$

$$\tau_{zx} = \frac{4}{k(4-k^2)} A \sin \frac{k\pi}{2}$$

Величина  $A$  определяется, считая  $\delta z = P_0 (1 + k_c l^{i\omega t})$  выражения /4.5/ в виде:

$$A = \frac{k(4-k^2)}{4 \sin k\pi} P_0 (1 + k_c l^{i\omega t}) \quad (4.6)$$

Для случая  $k = 0$  из выражения /4.4/ следует:

$$\frac{\sin k\delta}{k} = \frac{0}{0} \quad (4.7)$$

Эта неопределенность определяется в виде:

$$\frac{d \sin k\delta}{dk} = \delta \cos \delta \quad (4.8)$$

При  $K = 0$ ,  $\cos k\delta = 1$ ,

$$\frac{\sin k\delta}{k} = \delta \quad (4.9)$$

Аналогичным путем для случая  $\delta = \pi$ , из выражения /4.5/ получим:

$$\delta_z = \delta_x = \pi A \quad (4.10)$$

$$\tau_{zx} = 0$$

Учитывая что  $\delta_z = P_0 (1 + k_c l^{i\omega t})$  получим:

$$A = \frac{P_0}{\pi} (1 + k_c l^{i\omega t}) \quad (4.11)$$

Выражения (4.4) с учетом (4.9) и (4.11) приобретают вид:

$$\delta_z = \frac{P_0}{\pi} (1 + k_c l^{i\omega t}) \left( \delta - \frac{\sin 2\delta}{2} \right)$$

$$\delta_x = \frac{P_0}{\pi} (1 + k_c l^{i\omega t}) \left( \delta + \frac{\sin 2\delta}{2} \right) \quad (4.12)$$

$$\tau_{zx} = \frac{P_0}{\pi} (1 + k_c l^{i\omega t}) \left( 1 - \frac{\cos 2\delta}{2} \right)$$

Формулы /4.12/ позволяют определить динамические составляющие напряжений в случае, когда в правой стороне от точки 0 приложена равномерно распределенная до бесконечности вертикальная нагрузка.

Если эта нагрузка ограничена размером  $abcd$  /рис. 63 /, то она рассматривается в виде разности нагрузок  $abef$  и  $cdef$  распространенных: в правую сторону от точки 0 до бесконечности. Используя /4.12/, получим систему уравнений в виде:

$$\delta_z = \frac{P_0}{\pi} (1 + k_c l^{iwt}) (\delta_1 - \frac{\sin 2\delta_1}{2} - \delta_2 + \frac{\sin 2\delta_2}{2})$$

$$\delta_x = \frac{P_0}{\pi} (1 + k_c l^{iwt}) (\delta_1 + \frac{\sin 2\delta_1}{2} - \delta_2 - \frac{\sin 2\delta_2}{2}) \quad (4.13)$$

$$\tau_{zx} = -\frac{P_0}{\pi} (1 + k_c l^{iwt}) (\frac{\cos 2\delta_1 + \cos 2\delta_2}{2})$$

Из выражения во второй круглой скобке получим:

$$\delta_z = \frac{P_0}{\pi} (1 + k_c l^{iwt}) [\delta_1 - \delta_2 \frac{1}{2} (\sin 2\delta_1 - \sin 2\delta_2)] \quad (4.14)$$

Учитывая, что  $\delta_1 - \delta_2 = \delta$  угол видимости/ имеем:

$$\delta_z = \frac{P_0}{\pi} (1 + k_c l^{iwt}) [\delta - \sin \delta \cos (\delta_1 + \delta_2)] \quad (4.15)$$

Для  $\delta_x$  и  $\tau_{zx}$ , соответственно:

$$\delta_x = \frac{P_0}{\pi} (1 + k_c l^{iwt}) [\delta + \sin \delta \cos (\delta_1 + \delta_2)]$$

$$\tau_{zx} = \frac{P_0}{\pi} (1 + k_c l^{iwt}) \sin \delta \sin (\delta_1 - \delta_2) \quad (4.16)$$

Известно, что:

$$\delta_1 + \delta_2 = \delta_z + \delta_x$$

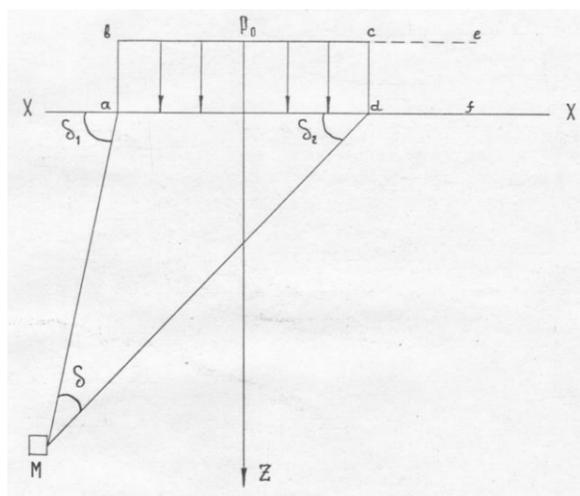
$$\delta_1 \cdot \delta_2 = \delta_z \cdot \delta_x - \tau_{zx}^2 \quad (4.17)$$

где  $\delta_1 \cdot \delta_2$  главные напряжения.

Выражения (4.17) с учетом значения  $\delta_z \cdot \delta_x$  и  $\tau_{zx}$  примет вид:

$$\delta_1 = \frac{P_0}{\pi} (1 + k_c l^{iwt}) (\delta + \sin \delta) \quad (4.18)$$

$$\delta_2 = \frac{P_0}{\pi} (1 + k_c l^{iwt}) (\delta - \sin \delta)$$



Рис, 63. Расчетная схема для определения изменения напряжений от равномерно распределенной вертикальной нагрузки.

#### 4.5. Расчетное давление на основание в сейсмических условиях.

Для определения расчетного (допускаемого) давления на колеблющийся грунт, рассмотрим случай фундамента в виде полосы глубинной заложения  $H$ , по подошве которого действует вертикально распределенная нагрузка интенсивностью  $P_0$  /рис.64 /. Главные напряжения в любой точке основания от нагрузки  $P_0$  выражается формулами /4.18/.

Условие предельного равновесия, выражаемое через главные напряжения, описывается зависимостью / 50, 83/ :

$$\sin\varphi = \frac{\delta_1 - \delta_2}{\delta_1 + \delta_2 + 2\gamma_w(Z+H + \frac{c_w}{\gamma_w \tan\varphi_w})} \quad (4.19)$$

где  $\varphi_w$  - угол внутреннего трения грунта в природном залегании;

$\gamma_w$ - осредненная объемная масса грунта при влажности  $W$  ;

$c_w$  - сцепление грунта.

Уравнения линий, ограничивающих области предельного равновесия получается из выражений (4.18) и (4.19) в виде:

$$\sin\varphi = \frac{\frac{P_0}{n}(1+k_c l^{iwt})\sin\delta}{\frac{P_0}{n}(1+k_c l^{iwt})\delta + \gamma_w(Z+H + \frac{c_w}{\gamma_w \tan\varphi_w})} \quad (4.20)$$

Отсюда:

$$Z = \frac{P_0}{n\gamma_w} (1 + k_c l^{iwt}) \left( \frac{\sin\delta}{\sin\varphi} - \delta \right) - \left( H + \frac{c_w}{\gamma_w \tan\varphi_w} \right) \quad (4.21)$$

Максимальную глубину развития областей предельного равновесия получим из условия  $H = 0$ , что может иметь место в случае, когда:

$$\frac{dz}{d\delta} = \frac{P_0}{n\gamma_w} (1 + k_c l^{iwt}) \left( \frac{\cos\delta}{\sin\varphi} - 1 \right) = 0 \quad (4.22)$$

Откуда

$$\cos\delta = \sin\varphi \text{ или } \delta = \frac{\pi}{2} - \varphi \quad (4.23)$$

$$Z_{max} = \frac{P_0}{n\gamma_w} (1 + k_c l^{iwt}) \left( \cot\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) \left( H + \frac{c_w}{\gamma_w \tan\varphi_w} \right) \quad (4.24)$$

Согласно этому выражению, зона предельного равновесия (разрушения)  $Z_{\max}$  увеличивается с возрастанием нагрузки  $P_0$ . Однако, как было отмечено выше, для динамических условий работы грунта это положение является справедливым в том случае когда соблюдается условие  $\alpha k_p > \alpha c$ .

В противном случае (при  $\alpha k_p > \alpha c$ ) возможно увеличение во времени зоны разрушения при действующей нагрузке в сейсмических условиях работы основания. Это увеличение в соответствии с выводами Расулова Х.З. зависит от изменения во времени прочностных характеристик грунтов оснований.

Это, в соответствии с проведенным выше исследованием, связано с длительностью воздействия сейсмической нагрузки, в зависимости от которой увеличивается активная, переходящая в динамически нарушенное состояние зона, в пределах которой наблюдается снижение прочности грунта.

Поэтому при определении расчетного давления на основание кроме инерционных сил необходим учет ряда других факторов, обуславливающих динамический режим грунта в граничной с сооружением зоне. Очевидно, что при полном взвешивании (разжижении) слоя грунта в зонах, граничных с фундаментом, эффект заглубления будет потерян.

Это во всех случаях сопровождается постепенным ослаблением внутренних связей грунта при колебании. Поэтому вопрос снижения роли заглубления сооружения в этих условиях необходимо поставить зависимость от длительности динамического воздействия. В таком случае формула (4.24) приобретает вид:

$$z_c = \frac{P_0}{\pi \gamma_w} (1 + k_c l^{i\omega t}) \left( ct g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - \left( H(t) + \frac{c_w(t)}{\gamma_w t g \varphi_w} \right) \quad (4.25)$$

Согласно этому выражению величина зоны предельного равновесия будет увеличиваться за счет уменьшения во времени связности лесса  $c_w(t)$  и падения эффекта заглубления  $H(t)$  в сейсмических условиях.

Незначительный допуск зоны разрушения  $Z_0$  при определении расчетной нагрузки, как это делается в статическом расчете сооружения, уже приводит к нарушению общей устойчивости основания. Отсюда возникает необходимость положить в основу расчета  $Z_c = 0$  для динамических условий работы оснований, сложенных грунтами, способными перейти в динамически нарушенное состояние. Исходя из этого можно определить величину нагрузки  $P_0$  из выражения (4.25), которая в данном случае рассматривается как расчетная:

$$P(t) = \frac{\pi \gamma_w \left[ H(t) + \frac{c_w(t)}{\gamma_w t g \varphi_w} \right]}{(1 + k_c l^{i\omega t}) (ct g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2})} + \gamma_w H \quad (4.26)$$

где  $\gamma_w H$  вес грунта, вынутая из котлована.

В выражение (4.26)  $C_w(t)$ , соответствует ослаблению связности лесса при колебании и определяется по формуле проф. Расулова Х.З. в виде:

$$C_w(t) = C_w(k) + [C_w(H) - C_w(k)]e^{-\mu t} \quad (4.27)$$

где  $C_w(H)$ ,  $C_w(k)$  - соответственно начальное (до вибрации) и конечное (после вибрации) значения связности грунта;

$t$  - длительность колебания;

$\mu$  - параметр, определяемый экспериментальным путем.

Согласно формуле (4.26) снижение расчетного давления на основание помимо величины  $H$  будет зависит от падения роли заглубления  $H$  в динамических условиях работы сооружений.

В соответствии с работами (53, 87) это падение можно записать в виде:

$$\gamma_w H(t) = \gamma_w H - \Delta\delta h(t) \quad (4.28)$$

где,  $\Delta\delta$  - объемная масса воды;

динамический напор, возникающий в толще водонасыщенного грунта при его уплотнении, который определяется по формуле (84):

$$h(z, t) = \frac{z^2}{2k_\phi} v_n (1 - e^{-\mu t}) \quad (4.29)$$

здесь  $Z$  - активная зона,

$v_n, \mu$  - параметры определяемые опытным путем.

Выражение (4,28) с учетом (4.29) переписется:

$$\gamma_w H(t) = \gamma_w H - \frac{z^2}{2k_\phi} \Delta\delta v_n (1 - e^{-\mu t}) \quad (4.30)$$

Зависимость (4,26) может быть представлена в виде:

$$p(t) = \frac{\pi \gamma_w \left\{ H - \frac{z^2}{2k_\phi} v_n (1 - e^{-\mu t}) + \frac{C_w(k) + [C_w(H) - C_w(k)]e^{-\mu t}}{\gamma_w t g \varphi_w} \right\}}{(1 + k_c l^{i\omega t})(ctg \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2})} + \gamma_w H \quad (4.31)$$

Где  $\gamma_w \approx \Delta\delta \approx 1,0 \text{ тс/м}^3 \text{ } 10 \text{ кН/м}^3$ .

Учитывая, что величина  $\frac{z^2}{k_\phi} v_n (1 - e^{-\mu t})$  представляет собой гидродинамический градиент напора  $J(t)$ , действующего в толще активной зоны на момент времени  $t$ , получим окончательно:

$$P(t) = \frac{\pi \gamma_w \left\{ H - J(t) \frac{z^2}{2k_\phi} + \frac{C_w(k) + [C_w(H) - C_w(k)]e^{-\mu t}}{\gamma_w t g \varphi_w} \right\}}{(1 + k_c l^{i\omega t})(ctg \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2})} + \gamma_w H \quad (4.32)$$

Выражение (4.32) позволяет определить величину расчетного давления на основание с учетом перехода в динамически неустойчивое состояние грунта граничного с сооружением при воздействии на основание, сейсмических сил.

Как следует из этого выражения, величина  $D(t)$  будет меньше в сейсмических условиях, чем в статических, за счет ослабления сцепления  $C_w(t)$  грунта и снижения роли заглубления  $H(t)$ .

В соответствии с этой формулой расчетное давление на основание должно быть установлено с учетом длительности воздействия сейсмической нагрузки, от которой зависят величины  $C_w$  и  $J$ .

Выводы по главе 4

1. Неравномерные деформации сооружений, возведенных на увлажненных лессовых грунтах, в большинстве случаев связывается с ослаблением прочности грунтов и снижением общей устойчивости оснований при землетрясениях.

2. При проектировании сооружений в сейсмических районах важно определить ожидаемую дополнительную деформацию их с учетом возможной длительности и интенсивности землетрясения и изменения в этих условиях прочностных характеристик грунтов,

3. Отмеченные в пунктах 1 и 2 выводы в известной мере свидетельствуют о недостаточности расчета оснований сооружений, возводимых в сейсмических районах по первому предельному состоянию, неучитывающего сейсмической деформации грунтов.

4. Осадка грунта основания, проявляющаяся при землетрясениях, нередко является определяющей степень разрушения сооружений в эти: условиях. При этом наряду с сейсмической интенсивностью важную роль играет величина статической нагрузки от сооружения.

5. Разработанный метод определения расчетного давления на основание исходит из условия, что среднее давление от сооружения, возводимого в сейсмических районах, не должно превышать расчетного его значения, определяемого с учетом изменения прочностных характеристик грунтов при землетрясениях. Очевидно, в таком случае при расчете оснований по деформациям будет учтена дополнительная сейсмическая осадка сооружений.

6. В соответствии с предложенным методом расчетное давление на основание в сейсмических условиях определяется численным значением изменения напряженного состояния, связности грунта и гидродинамического градиента, возникающего в толще грунта при его уплотнении, И поэтому  $p(t)$  должна быть установлено исходя из длительности воздействия сейсмической нагрузки, от которой, как известно, зависят величины  $C_w$  и  $J$

## ГЛАВА 5. ВИБРОУПЛОТНЕНИЕ УВЛАЖНЕННЫХ ЛЕССОВЫХ ОСНОВАНИЙ МАЛОЭТАЖНЫХ СООРУЖЕНИЙ.

### 5.1. Цель виброуплотнения

Известно, что плотность грунта имеет исключительное значение в обеспечении сейсмической устойчивости основания.

Напомним, что повышение плотности грунта ведет к увеличению значения критического ускорения  $\alpha_{кр}$  и, тем самым, к ограничению мощности активной зоны  $Z$  вплоть до нуля (отсутствие динамического эффекта). Тем самым с увеличением плотности грунта резко возрастает его прочностные характеристики (угол трения и сцепление). Отсюда становится ясна вся значимость, в качестве защитного мероприятия, направленного к повышению плотности лессов в основании сооружения и в первую очередь в боковых граничных с сооружением зонах, являющихся в рассматриваемом смысле наиболее опасными. Отметим здесь, что отдельные случаи из практики строительства со всей решительностью подтверждает этот вывод.

Обратимся к формуле (4.32):

$$P(t) = \frac{\pi \gamma_w \left\{ H - J(t) \frac{z}{2} + \frac{c_w(k) + [c_w(H) - c_w(k)] e^{-\mu t}}{\gamma_w t g \varphi_w} \right\}}{(1 + k_c l^{iwt})(ctg \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2})} + \gamma_w H$$

Как следует из этого выражения снижение несущей способности основания в сейсмических условиях в первую очередь зависит от падения значения  $H$  при колебании. Это падение в соответствии с отмеченными положениями, подтвержденными лабораторными и полевыми опытами связано с уплотнением насыпного грунта, залегающего выше подошвы фундамента.

Уплотнение грунта, имеющее место в условиях  $\alpha_c > \alpha_{кр}$  его водонасыщения связано с возникновением противодавления  $\gamma_w J(t) \frac{z}{2}$  действующего в пределах активной зоны  $Z$ . Это противодавление в процессе уплотнения грунта поддерживается динамическим градиентом напора, изменяющегося во времени  $t$ . В отдельных случаях, при сильных колебаниях почвы и слабых грунтов условиях, величина противодавления может равняться собственному весу толщи, т. е.,  $\gamma_w H$ , тогда может наступить явление полного разжижения. В условиях разжижения роль глубины заложения фундамента сводится к нулю, со всеми вытекающими отсюда последствиями.

Следует отметить, что на практике наиболее часто имеет место случай частичного разжижения толщи, приводящего к разгрузению грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента. Это обстоятельство, связанное со снижением во времени прочностных показателей грунтов (в первую очередь связности  $C$ ) приводит к ослаблению несущей способности основания. Сказанное может привести к расширению зон пластических деформаций и постепенному прониканию ее в подфундаментные области (рис. 65).

При достаточной длительности динамического воздействия это проникание может охватить всю подфундаментную зону и привести к случаю выпоре грунта из-под подошвы фундамента (рис.3).

Этот случай, приводящий нередко к аварии сооружений требует весьма осторожного подхода к проектированию и возведению сооружений на слабых увлажненных лессовых грунтах в сейсмических районах.

Требование недопущения процесса уплотнения и развития пластических зон в основании сооружений, очевидно, достигается путем создания условия  $\alpha_{кр} > \alpha_0$  во всех точках грунтового массива.

Критическое ускорение  $\alpha_{кр}$  в концепции Х.З. Расулова в общем Виде связано с прочностными показателями грунта в следующем виде (84):

$$\alpha_{кр} = \frac{2\pi g(\delta_{дин}tg\varphi_w + c_w)}{\gamma_w T_n v_{сд} \sin 2\frac{z}{L_w}} \quad (5.1)$$

Рис. 65. Характер развития зоны пластической деформации в основании фундамента при колебании грунта в условиях  $\alpha_c > \alpha_{кр}$ .

где  $g$  - ускорение силы тяжести;

$\varphi_w$  - угол внутреннего трения грунта при влажности  $W$ ;

$C_w$  - сцепление (связность) грунта отвечающее влажности  $W$ ;

$\gamma_w$  - плотность влажного грунта;

$T$  - период колебания;

$v_{сд}$  - скорость поперечных сейсмических волн;

$Z$  - глубина рассматриваемого горизонта;

$L_w$  - длина волны.

В соответствии с формулой (5.1) величина критического ускорения в реальных условиях может быть повышена путем увеличения прочностных характеристик грунта  $\varphi$  и  $C$ .

Строительные мероприятия, способствующие повышению прочностных характеристик грунта весьма многообразны. К наиболее распространенным и нередко используемым в практике строительства мероприятиям относятся: - механическое уплотнение грунтов по всей толщине слабого грунта; - химическое закрепление грунтов, направленное на увеличение величины сцепления  $C$ ; - термическая обработка грунта, повышающая силы связности; - отвод грунтовых вод с помощью различных дренажных устройств; - искусственное уплотнение толщи путем использования различных динамических воздействий (взрыв, вибрация и т. п.).

В соответствии с направлением наших исследований среди отмеченных мероприятий наиболее целесообразным является последнее из них, т. е. виброуплотнение толщи слабого грунта.

В нашем представлении, и как подтверждается проведенными исследованиями повышение сейсмостойкости увлажненных лессовых грунтов при применении виброуплотнения обуславливается следующими факторами:

- грунт испытывает динамические воздействия еще до возведения сооружения;
- достигается повышение плотности, что приводит к возрастанию величин угла трения  $\varphi$  и связности  $C_w$ ;
- увеличивается величина критического ускорения  $\alpha_{кр}$

Метод виброуплотнения с помощью вибромашины является наиболее эффективным для повышения прочности насыпных грунтов, при засыпке их небольшими слоями. Однако, как показали проведенные нами в полевых условиях исследования виброуплотнение может быть также использовано при уплотнении грунта ненарушенной структуры. При этом толщина уплотненной зоны достигала до 1,0 м.

В связи с этим описываемые ниже рекомендации по виброуплотнению оснований малоэтажных сооружений, составляющих основную застройку сельских местностей региона Средней Азии, а также виброуплотнению насыпного грунта, укладываемого для заполнения котлована вокруг фундамента. Эти рекомендации были использованы при подготовке оснований 16-ти квартирных жилых домов в поселке Мираки Кашкадарьинской области.

## **5.2. Рекомендация по виброуплотнению оснований малоэтажных сооружений**

### **5.2.1. Основные положения**

Приведенные выше данные по выполненным исследованиям позволяют сформулировать некоторые положения, связанные с требованием об учете сейсмического режима при проектировании оснований малоэтажных сооружений.

Настоящая рекомендация может быть использована для повышения плотности и связанной с ней прочностных показателей увлажненных лессовых грунтов, залегающих в пределах сжимаемой толщи основания, величина которой не превышает 1,5-2,0 м, а также для насыпных грунтов послойно засыпаемых вокруг фундамента.

Целью рекомендации является создание плотности грунта в рассматриваемых зонах исходя из условия  $\alpha_{кр} > \alpha_c$  применительно к ожидаемой интенсивности землетрясения.

В рассматриваемом случае нам приходится иметь дело с двумя различными по структуре грунтами (хотя по физическим свойствам они идентичные): ненарушенная структура - грунты залегающие на дне котлована и нарушенная структура - засыпаемые из того же грунта вокруг фундамента. Исходя из этого технология производства работ и эффект виброуплотнения также будут различными.

Для достижения необходимой плотности грунтов в подфундаментной части основания необходимо соблюдать определенные требования, предъявляемые к грунтам ненарушенной структуры. Такие требования для возведения зданий и сооружений изложены в общих правилах производства земляных работ СНиП, в указаниях и инструкциях, выпущенных Госстроем СССР и др. ведомствами.

Засыпка траншей и пазух котлованов производится, как правило, из местных грунтов, получаемых при отрывке котлована. При этом регулирование толщины засыпаемого слоя исходя из требуемой плотности по сравнению с грунтами ненарушенной структуры не представляется трудным.

Как указывалось выше, влажность лессового грунта существенно влияет на процесс его виброуплотнения. Независимо от величины затрагиваемой работы на уплотнение грунта степень его уплотняемости начинает повышаться с увеличением влажности. При достижении определенной влажности грунт приобретает максимальную плотность, но при дальнейшем увеличении влажности наблюдается снижение эффекта вибрации.

Поэтому уплотняемые грунты должны иметь оптимальную влажность, определяемую в каждом частном случае применительно к исследуемому грунту.

В случае лессовых грунтов водонасыщенном состоянии широко распространенных на территории Средней Азии в связи с массовой урбанизацией районов их уплотнение до требуемой плотности представляется трудным. В таком случае рекомендуется искусственная просушка отсыпаемого грунта.

При выполнении виброуплотнения большое внимание должно уделяться одному из важных вопросов правильному определению необходимой плотности грунта. Эта плотность определяется величиной критического ускорения  $\alpha_{кр}$ , свойственного к каждому индивидуальному грунту. При недостаточном значении  $\alpha_{кр}$  (меньшей плотности) грунт в дальнейшем подвергается сейсмопросадке, а при переуплотнении удорожает строительства и удлиняется сроков его завершения.

Требуемая плотность грунта выражается объемной массой скелета грунта или коэффициентом стандартного уплотнения (отношения требуемой плотности скелета грунта к максимальной стандартной плотности). По результатам стандартного уплотнения строится график зависимости плотности скелета грунта от влажности. В соответствии с графиком определяют максимальные значения плотности скелета грунта и оптимальную влажность для данного грунта.

В соответствии с различием объектов виброуплотнения настоящие рекомендации включают в себя два следующих раздела:

1. Виброуплотнение оснований фундаментов (дно котлована).
2. Виброуплотнение насыпных грунтов, послойно укладываемых вокруг фундамента.

С целью конкретности изложения эти рекомендации формулируются в виде отдельных пунктов, сопровождаемых в необходимых случаях соответствующими примечаниями.

### **5.2.2. Выбор вибрационных машин для уплотнения грунтов**

В современном строительстве для виброуплотнения грунтов имеются самые многообразные механизмы, характеризующиеся подвесными, прицепными и самопередвигающимся во время работы виброуплотнителями поверхностного и глубинного воздействия на грунт. Среди них, наиболее часто используемых: самоходные вибрационные катки ДУ-10, ДУ-10А, ДУ-25, ДУ-34, ДУ36, ДУ-47А, ДУ-54; прицепные вибрационные катки ДУ-40, ПВК-70, ПВК-71, СПВК-51, SVAW-4, SVAW-8, SVAW-12; самопередвигающиеся вибротрамбовки ВУТ-3, ВУТ-4, ВУТ-5, СВТ-3МШ; подвесные вибрационные плиты ВПП-2, ВПП-3, ВПП-5, ВПП-6; грунтоуплотняющие машины комбинированного действия УМТС-2, ВУМ-1678В и др. (4,10,26,67,68,69,73,99,105,108,109,110,113).

Для достижения максимального уплотнения грунта очень важно правильно выбрать наиболее эффективные способы и средства механизации, обеспечивающие высокое качество, рост производительности труда и т. д.

При выборе машин следует ориентироваться на механизированные средства, изготавливаемые нашей промышленностью серийно, а также на технику, поставляемую в СССР из-за рубежа.

Высокое качество и производительность уплотнения грунта обеспечивается при правильном выборе способа производства грунтоуплотнительных работ, типа грунтоуплотняющих машин и параметров.

При выборе способа уплотнения грунтов и типа грунтоуплотняющих машин следует учитывать свойства уплотняемого грунта (гранулометрический состав, влажность, степень однородности), его требуемую плотность, и сроки выполнения работ.

Вибрационные катки, работающие по принципу динамического воздействия на уплотняемый грунтовый массив, обеспечивают большую глубину уплотняемого слоя и повышают производительность на укладке грунта по сравнению с катками статического действия. Виброкатками были уплотнены грунты всех видов и применены они при строительстве гидротехнических и промышленных зданий и сооружений; прокладке различных трубопроводов; дорожных и аэродромных покрытий; устройстве ирригационных каналов и т. п.

Как было отмечено выше виброкатки могут быть использованы и при подготовке оснований малоэтажных зданий и сооружений, а также для уплотнения грунтов, залегающих вокруг фундамента. В этом случае сравнительно эффективно могут быть использованы прицепные виброкатки и самоходные виброкатки, способные для уплотнения грунтов как ненарушенной, так и нарушенной структуры.

### **5.2.3. Виброуплотнение оснований малоэтажных сооружений**

Виброуплотнение лессовых просадочных грунтов основание: малоэтажных сооружений с помощью катков состоит из следующих процессов: отрывки котлованов: подготовки основания для уплотнения, включая планировку и при необходимости доувлажнение грунта до оптимальной влажности: уплотнения грунта: проверки качества уплотнения грунта.

1. Отрывается котлован проектными размерами с помощью землеройных машин.

2. После отрывки котлована его дно разравнивают бульдозером.

3. Грунты уплотняются сразу после отрывки и планировки котлована, не допуская их высыхания.

4. Уплотнение производится при оптимальной влажности грунта, которая предварительно определяется экспериментальным путем.

5. Необходимая глубина уплотнения грунта при влажности ниже оптимальной достигается увеличением веса виброкатка, увеличением толщины уплотняемого слоя или увеличением количество проходов виброкатка по одному следу.

6. При необходимости доувлажнять грунт следует, заливая расчетное количество воды равномерно по всей площади котлована, причем уплотнение грунта начинается только после впитывания заливаемой воды и подсыхания грунта на поверхности, до влажности близкой к оптимальной.

7. Наименьшую длину уплотняемой полосы для прицепных виброкатков определяют по формуле (67):

$$e = \pi R / 0,2 \quad (5.2)$$

где  $e$  - наименьшая длина уплотняемой полосы, м;

$R$  - радиус поворота уплотняющей машины, принимаемый 2,5-12,5 м.

Скорость движения виброкатка определяется по эмпирической формуле (74):

$$v = 0,2\sqrt{f} \quad (5.3)$$

где  $v$  - скорость перемещения катка, км/ч;

$f$  - частота колебаний, Гц.

9. Для уплотнения грунтов до оптимальной плотности необходимо поддерживать достаточно высокую частоту динамического воздействия.

10. Количество проходов виброкатка по одному следу принимаются по опытным данным, а при отсутствии последних, 8-10 раз.

11. Уплотнение производится последовательными проходами виброкатков по поверхности котлована. Перекрытие полосы уплотнения предыдущего прохода при последующем проходе обычно составляют 0,1-0,2 м. После того как вся ширина котлована будет полностью перекрыта проходами виброкатка, процесс повторяют до тех пор, пока количество проходов по одному следу не будет соответствовать необходимому для достижения требуемой плотности грунта. Однако в отличие от насыпных грунтов число проходов по одному следу увеличивается 1,5-2 раза.

12. Когда глубина уплотнения не превышает 1,0-1,5 м, уплотнение грунтов (легких суглинков, супесей, песков) естественного сложения может быть выполнено тяжелыми виброкатками (СПВК-51, ССВК-51; ПВК-70, ПВК-71 и др.).

13. Если глубина, на которую необходимо повысить плотность грунта, превышает возможности уплотняющих машин, рекомендуется применить комбинированный способ. При этом грунт с поверхности основания подлежит изъятию на глубину, равную разности между общей глубиной и той, на которую может быть уплотнен грунт имеющимися виброкатками. После такого изъятия грунт рыхлят, а затем уплотняют сначала разрыхленный грунт, а затем вновь засыпанный предварительно изъятый грунт. При таком способе при сравнительно невысокой стоимости работ достигается требуемая плотность грунта.

14. После окончания уплотнения грунта отрывают контрольный шурф, из которого через каждые 25 см по глубине отбирают пробы грунта на плотность и влажность.

15. Качество уплотнения считается удовлетворительным, если значения плотности сухого грунта после уплотнения не менее 16,0 кН/м<sup>3</sup>.

Примечание. 1. Результаты полевых и лабораторных экспериментальных исследований показали, что лессовые грунты уплотненные при помощи виброкатков до плотности сухого грунта 16,0 кН/м<sup>3</sup> практически не просадочный при динамических нагрузках до  $P=0,2$  МПа, даже при полном водонасыщении.

2. Настоящие рекомендации не распространяются на маловлажные лессовые основания, если плотность грунта обеспечивает условия  $\alpha_{кр} > \alpha_c$ . Исходя из ограниченности зоны уплотнения (1,0-1,5 м) верхних слоев толщ с помощью виброкатков и др. механизмов эти рекомендации также не распространяются для случаев когда мощность сжимаемой толщи от веса сооружений превышает 2,0 м.

3. Анализ на сейсмическую устойчивость оснований, указанных в п.2. настоящей рекомендации, выполняется дополнительно к обычно проводимым расчетам по оценке несущей способности оснований в статических условиях.

#### 5.2.4. Виброуплотнение насыпных грунтов вокруг фундамента

1. Для уплотнения лессового грунта залегающего вокруг фундамента, а также в зоне, прилегающей к отдельно стоящим фундаментам и другим подземным конструкциям, рекомендуются малогабаритные самоходные виброкатки с гладким вальцами (ДУ-10, ДУ-10А, ДУ-54 и др.).

2. При уплотнении самоходным виброкатком грунта обратной засыпки в пазухах котлована (вокруг фундамента) уплотняемый грунт разравнивает малогабаритным бульдозером, микробульдозером, а особо стесненных местах вручную:

а) при ширине пазуха 0,8-1,4 м грунт разравнивают слоями заданной толщины с использованием в нижней части пазухи микробульдозера, который спускают вниз краном или при помощи ручной тали;

б) при ширине пазуха 1,4 м и более можно использовать малогабаритный бульдозер (на базе трактора Т-54В);

в) при отсутствии таких бульдозеров на строительстве работы по разравниванию грунта выполняют вручную.

3. Если природная влажность грунта окажется ниже оптимальной на 4-5 % и более надлежит производить его доувлажнение.

4. При необходимости доувлажнения грунта на месте отсыпки вода разбрызгивается в процессе отсыпки и разравнивания.

5. При отсутствии водоисточника уплотнение грунтов с влажностью ниже оптимальной производят путем увеличения числа проходов грунтоуплотняющих машин по одному следу, веса виброкатка или уменьшения толщины отсыпаемого слоя грунта.

6. Если грунт переувлажненном состоянии, т. е. природная влажность окажется 4-5 % больше чем оптимального, то его разрыхляют и подсушивают естественным путем. Но такое подсушивание переувлажненных грунтов можно применять только районах с сухим и жарким климатом.

7. При наличии переувлажненного грунта рекомендуется снять и заменить его новым грунтом оптимальной влажности или следует завести сухой грунт с влажностью меньшей чем оптимальная, и перемешать его с переувлажненным грунтом для получения смеси с оптимальной влажности.

8. При уплотнении насыпных грунтов вокруг фундамента, грунт вначале до ширины пазухов 1,0-1,1 м уплотняют ручными электротрамбовками (ИЭ-4502, ИЭ-4504, ИЭ-4505 и др.) по обоим сторонам фундамента, а затем ходами виброкатка.

9. Толщина отсыпаемого слоя принимается порезультатом опытного уплотнения, а при отсутствии последнего 0,3 м.

10. Число проходов виброкатка по одному следу также принимается порезультатом опытного уплотнения, а при отсутствии его 6-8 раз.

11. После окончания уплотнения каждого слоя отбирают пробы грунта на плотность и влажность.

12. Качество уплотнения считается удовлетворительным, если значения плотности сухого грунта после уплотнения не менее 16,0 кН/м<sup>3</sup>.

#### 5.2.5. Внедрение результатов исследований.

В 1985 г. автором с помощью виброкатков были уплотнены лессовые просадочные грунты в основании, а также залегающие вокруг фундаментов четырех двухэтажных жилых домов в поселке Мираки Шахрисабзского района Узбекской ССР.

Грунты основания представлены лессовидными суглинками и супесями. В естественном сложении грунты характеризуются: плотность сухого грунта 13,8-14,0 кН/м<sup>3</sup>, влажность 13-16% пористость 48 - 49 Прочностные характеристики в водонасыщенном состоянии равнялись  $C = 0,010-0,015$  МПа  $\phi = 20-21^\circ$ .

Проект, разработанный институтом "Узгипроводхоз", предусматривал ликвидацию просадочных свойств грунтов оснований сооружений замачиванием толщи с последующим доуплотнением трамбовками, а уплотнение грунтов залегающих вокруг фундаментов ручными трамбовками. По согласованию с организацией ОДСП-9 ММиВХУзССР было решено уплотнить грунты оснований, а также залегающие вокруг фундаментов жилых домов виброкатками.

Методика уплотнения лессовых грунтов оснований сооружений, а также насыпных грунтов вокруг фундамента состоял из следующих процессов:

1. Отрывался котлован с проектными размерами (61 X 13 X 3 м) и траншея (шириной 3 м) для ввода виброкатка в котлован.

2. После отрывки котлована его дно разравнивалось бульдозером.

3. Дополнительно были отобраны пробы грунта и определены плотность-влажность грунта.

Примечание. Физико-механические характеристики грунта определены до начала земляных работ и приведены в начале данного параграфа.

4. Грунты уплотнялись при естественных влажностях сразу после отрывки и планировки котлована, не допуская их высыхания.

5. Для уплотнения грунтов оснований сооружений было использовано прицепной виброкаток SVAW - 12 (рис,8, табл.7).

6. Грунты уплотнялись при максимальных частотах вибрации ( $f = 24-25$  Гц) катка.

7. Скорость движения виброкатка определена по формуле (74):

$$v = 0,2\sqrt{f} = 0,2\sqrt{25} = 1 \text{ км/ч}$$

8. Количество проходов виброкатка по одному следу принималось 6-10 раз.

9. Уплотнение производился последовательными проходами виброкатка по поверхности котлована. Перекрытие полосы уплотнения предыдущего прохода при последующем проходе составлял 0,10-0,15 м. Предварительно грунт прокатывали 1-2 проходами катка без вибрации.

10. При уплотнении грунтов котлован был разбит на две части. Такое деление было необходимо для разворота виброкатка, т. е. когда уплотнялась первая половина котлована, вторая служила как площадь для разворота виброкатка и наоборот.

11. После окончания уплотнения грунта отбирали пробы с двойной-тройной повторностями через каждые 20-25 см по глубине.

12. После уплотнения прочностные параметры в водонасыщенном состоянии равнялись  $\varphi = 29^\circ-30^\circ$  и  $C = 0,040 - 0,045$  Мпа.

13. Средняя плотность сухого грунта по глубине уплотненного слоя ( $h = 1,0$  м) составлял  $16,1 \text{ кН/м}^3$ , что свидетельствует о полном устранении просадочных свойств.

14. Грунты вокруг фундаментов уплотнены послойно с помощью малогабаритными самоходным виброкатком ДУ-10А.

15. Грунты до ширины пазуха 1,4 м разравнивались слоями заданной толщины вручную.

16. При ширине пазуха 1,4 м и более грунты разравнивались с помощью малогабаритного бульдозера на базе трактора Т-54В.

17. Грунты вначале уплотнялись ручными электротрамбовками ИЭ-4505 (до ширины пазухов 1,1 м), а затем ходами виброкатка.

18. Рыхлые, послойно уплотняемые грунты имели влажность  $W = 13-14\%$  что меньше чем оптимальный ( $W_0 = 15\%$ ). Из-за этого толщина уплотняемого грунта снижена и принята 0,25 м.

19. Число проходов виброкатка по одному следу была принята 6-8 раз.

20. После окончания уплотнения каждого слоя грунта отбирались пробы на плотность и влажность.

21. Средняя плотность сухого грунта по глубине котлована составлял  $16,2 \text{ кН/м}^3$ .

Таким образом были подготовлены основания четырех двухэтажных жилых домов, что позволило сдать их в эксплуатацию раньше предусмотренного срока.

Экономический эффект за счет улучшения общей устойчивости, а также сокращения сроков подготовки оснований вышеназванных сооружений составил 4,8 тыс. рублей.

В заключение необходимо отметить, что в условиях Узбекистана, где при сейсмических воздействиях возможны проявления дополнительных деформаций в основаниях (вокруг фундаментов) зданий и сооружений (сейсмические просадки), метод уплотнения грунтов с помощью виброкатками является наиболее надежным способом подготовки оснований малоэтажных сооружений.

#### **Выводы по главе 5**

1. Способ уплотнения грунтов с помощью виброкатков является эффективная и ускоренным методом подготовки оснований зданий и сооружений на лессовых просадочных грунтах малой мощности. Нормальная эксплуатация возведенных зданий и сооружений свидетельствует о надежности подготовки оснований.

2. Для достижения заданной плотности грунта, необходимо считаться с определенной его влажностью. Это необходимо для обеспечения надлежащей его прочности, деформируемости в определенных пределах и удобоукладываемости, применительно к имеющимся в распоряжении строительства уплотняющих механизмов.

3. При расчете экономической эффективности метода уплотнения грунтов с помощью виброкатков должны рассматриваться варианты подготовки оснований, обеспечивающие полное устранение просадочных свойств лессовых грунтов.

4. Среди методов уплотнения грунтов, обеспечивающих полное устранение просадочных свойств лессовой толщи, надежным и экономичным является способ уплотнения грунтов с помощью виброкатками. Стоимость  $1 \text{ м}^3$  уплотненного грунта колеблется в пределах 0,15- 0,20 руб.

#### **Общие выводы**

Результаты приведенных исследований приводят к следующим выводам:

1. Нарушение динамической устойчивости структуры насыпных грунтов, засыпаемых в граничных с фундаментами зонах нередко служит причиной ослабления несущей способности основания.

2. Снижение несущей способности основания в отмеченных выше условиях обоснуется тем, что нарушение структуры грунта, происходящее вначале в краевых зонах подошвы фундамента распространяясь постепенно вглубь приводит к разгрузению подфундаментной области, что вызывает снижение эффекта заглубления фундамента в сейсмических условиях.

3. Критическое ускорение, обуславливающее сейсмическую устойчивость, структуры грунта снижается с повышением влажности грунта и падением роли пригрузки в процессе колебания.

4. Деформация увлажненных лессовых грунтов развивается от интенсивности и длительности колебания и с воздействием высокочастотного землетрясения.

5. Снижение прочностных характеристик лессовых грунтов (угол внутреннего трения и сцепления) происходящее в условиях  $\alpha_c > \alpha_{кр}$  вызывает развитию зон пластической деформации под подошвой фундамента.

6. Отмеченные в пунктах 4 и 5 выводы свидетельствуют о недостаточности расчета оснований сооружений, возводимых в сейсмических районах по первому предельному состоянию, не учитывающего сейсмической деформации грунта.

7. Разработанный метод определения расчетного давления на основание исходит условия, что среднее давление от сооружения, возводимого в сейсмических районах, не должно превышать расчетного его значения, определяемого с учетом изменения прочностных характеристик грунтов при землетрясениях.

Очевидно, в таком случае при расчете оснований по деформациям будет учтена дополнительная сейсмическая осадка сооружений.

8. Исследования, проведенные в полевых условиях показали интенсивное возрастание во времени плотности предварительно вибрированных грунтов. Особенно большому эффекту достигается при этом при воздействии на грунт высокочастотные колебания.

9. Разработанные рекомендации по виброуплотнению оснований и насыпных грунтов вокруг фундамента дают хороший результат в рассматриваемом плане для малоэтажных сооружений, характеризующихся мощностью сжимаемой толщи до 2,0 м.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ўзбекистон Республикаси Президенти И. Каримовнинг Мамлакатимизни модернизация қилиш ва кучли фуқаролик жамияти барпо этиш –устувор мақсадимиздир (Ўзбекистон Республикаси Олий Мажлиси Қонунчилик палатаси ва Сенатининг қўшма мажлисидаги маъруза) ;
2. Ўзбекистон Республикаси Президенти И. Каримовнинг Асосий вазифамиз-ватанимиз тараққиёти ва халқимиз фаровонлигини янада юксалтиришдир. (2009 йилнинг асосий якунлари ва 2010 йилда Ўзбекистонни ижтимоий-иқтисодий ривожлантиришнинг энг муҳим устувор йўналишларига бағишланган Вазирлар Маҳкамасининг мажлисидаги маъруза) . Тошкент 2010 й.53 бет
3. Ўзбекистон Республикаси Президенти И. Каримовнинг 2012 йил ватанимиз тараққиётини янги босқичга кўтарадиган йил бўлади. (2011йилнинг асосий якунлари ва 2012 йилда Ўзбекистонни ижтимоий-иқтисодий ривожлантиришнинг устувор йўналишларига бағишланган вазирлар маҳкамасининг мажлисидаги маърузаси)
4. Абелев М.Ю., Ильичев В.А., Ухов С.Б., и др. Строительство зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях. – М.: Стройиздат, 1986. - 104 с.
5. Абелев М.Ю., Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. М.: Стройиздат, 1983. - 248 с,
6. Абелев М.Ю., Абелев Ю.М. Основы проектирования и строительства на просадочных грунтах. – М.: Стройиздат, 1979. - 271 с.
7. Альберт И.У., Лускин А. Я., Савинов О.А. О применении ударно - вибрационного метода уплотнения грунтов при возведении больших плотин из грунтовых материалов. - Изв, ВНИИГ, 1979, т.134, с,88-101,
8. Ананьев И.В., Воляник Н.В. Уплотнение лессовых грунтов. - Ростов-на-Дону: Изд. РГУ, 1989, - 125 с.
9. Ананьев В.П., Техническая мелиорация лессовых грунтов, - Ростов-на-Дону: Изд. РГУ, 1976. - 119 с.
10. Антоненко Э.М. Микросейсмическое обследование землетрясений на территории г. Алма-Ата. Сильные землетресения Средней Азии и Казахстана. – Ежегодник № 1. – Душанбе: Дониш, 1970.
11. Аскарлов Х.А. Улучшение строительных свойств структурно-неустойчивых /просадочных/ лессовых грунтов Средней Азии. - Материалы Всесоюзного совещания «Проблемы лессовых пород в сейсмических районах». - Ташкент: Фан, 1980, с.95-96.
12. Баркан Д.Д. Виброметод в строительстве. – М.: Госстройиздат, 1959. - 315 с.
13. Барсов И.П. Строительные машины и оборудование. - М.: Стройиздат, 1986, с.308-317.
14. Банник Г.И. Основы технической мелиорации грунтов. - Киев:Вища школа, 1972. - 272с.
15. Бахтанова А.Н., Черняев В.Ф., Бондарев И.П. Исследование деформационно-прочностных свойств

- лессовых грунтов при динамических воздействиях. - В кн.: Инженерно-геологические процессы, явления и охрана среды лессовых территорий. - Ташкент: Фан, 1985, с.103-109.
- 16.Вовк А.А., Черный Г.И., Смирнов А.Г. Деформирование сжимаемых сред при динамических нагрузениях. - Киев: Наукова думка, 1971. - 175 с.
- 17.Гаджи-заде И.Ш., Мустафаев А.А. Закономерности прочности и деформируемости лессовых просадочных грунтов при динамических нагрузках. - Материалы 5 Всесоюзной конференции по динамике оснований фундаментов и подземных сооружений.т.1. – М.: 1981, с.219-220.
- 18.Герсеванов М.Н. Динамика грунтовой массы. - М.: - Л.: Стройиздат, 1937. - 174 с.
- 19.Гольдштейн В.М., Ермолинский А.В. Об учете изменения прочностных характеристик грунтов при динамических нагрузке. - Материалы 5 Всесоюзной конференции по динамике оснований фундаментов и подземных сооружений.т.1. - М.: 1981, с.224-226.
- 20.Гольдштейн М.Н., Лapidус Л.С. Расчет прочности земляного полотна при действии динамической нагрузки. - Материалы 2 Всесоюзной конференции по динамике оснований и фундаментов.т.1. - М.: 1969, с.19-22.
- 21.ГОСТ 23161-78 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности. - М.: Стройиздат, 1978. - 10 с.
- 22.Григорян А.А. Просадка лессовых грунтов под гидродинамическим давлением. Основания, фундаменты и механика грунтов. - М.: 1968, №4, с.27-28.
- 23.Гуменский Б.М. Явление тиксотропии грунтов и метод вибрации.- Коллоидный журнал, 1954, вып.6, с.48-56.
- 24.Дальматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. - Л.: Стройиздат, 1988. - 415 с.
- 25.Дальматов Б.И., Морарескул Н.Н., Науменко В.Г. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. – М.: Высшая школа, 1986. - 239 с.
- 26.Дедова Е.В. О видах остаточных деформаций грунтов, проявляющихся при землетрясениях. -М.: Труды ИФЗ АН СССР, №36/203/, 1965.
- 27.Денисов Н.Я. Природа прочности и деформации грунтов. - М.: Стройиздат, 1972. - 279 с.
- 28.Джураев А.Д. Эффект Газлийских землетрясений в зависимости от грунтовых условий. - Ташкент: Фан, 1985. - 84 с.
- 29.Добронравов С.С., Дронов В.Г. Машины для городского строительства. – М.: Высшая школа, 1985, с.245-248.
- 30.Дудлер И.В. Комплексные исследования грунтов полевыми методами, - М.: Стройиздат, 1979. - 132 с.
- 31.Ермолаев Н.Н., Сенин Н.В. Влияние вибродинамического воздействия большой интенсивности на

- деформативные и прочностные свойства грунта. - Материалы 2 Всесоюзной конференции по динамике оснований и фундаментов. т.1. - М.: 1969, с.48-53.
32. Ершов В.А. Уплотнение верхней оболочки песчаных гидротенических сооружений как фактор повышения их динамической устойчивости. - В сб.: Вопросы механики грунтов, вып.28. -Л.: 1958.
33. Зарецкий Ю.К., Гарицелов М.Ю. Глубинное уплотнение грунтов ударными нагрузками. - М.: Энергоатомиздат, 1989. - 193 с.
34. Зиангиров Р.С., Быкова В.С., Полтев М.П.- Инженерная геология в строительстве. - М.: Стройиздат, 1966. - 175 с.
35. Зиангиров Р.С., Кутергин В.Н. Факторы определяющие изменение прочности глинистых грунтов при вибрации. - В сб. Комплексные инженерно-геологические исследования для промышленного и гражданского строительства. - М.: Наука, 1984, с.23-32.
36. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. - М.: Высшая школа, 1985. - 352 с.
37. Иванов П.Л. Влияние пригрузки на разжижении песчаных водонасыщенных оснований. - Гидротехническое строительство, 1956, №6
38. Ильичев В.А. Особенности возведения фундаментов в сейсмических районах. - В кн.: Строительство зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях, - М.: Стройиздат, 1986, с.48-51.
39. Каган А.А. Расчетные характеристики грунтов, - М.: Стройиздат, 1985, - 248 с.
40. Кадыров Э.В, Просадочность лессовых пород долины реки Ахангаран, - Ташкент: Фан, 1976. - 88 с,
41. Касымов С.М., Кенесарин М.Н., Юнусходжиев Р.Т., Абдалимов Э. Сейсмическое микрорайонирование городов Ферганской долины. - Ташкент: Фан, 1982. - 124 с.
42. Кистанов А.И., Жинкин Г.Н. Экспериментальные исследования динамического воздействия поездов на железнодорожное земляное полотно, - Материалы 2 Всесоюзной конференции по динамике оснований и фундаментов, т.1. -М.: 1969, с.126-133.
43. Красников Н.Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения, - Л.: Стройиздат, 1970. - 239 с.
44. Кригер Н.И. Лесс формирование просадочных свойств, - М.: Наука, 1986. - 132 с.