МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ
ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ГИДРОТЕХНИКИ
имени Б. Е. ВЕДЕНЕЕВА

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ СТРУКТУРЫ И УПЛОТНЯЕМОСТИ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЯХ ОДНООСНОГО СЖАТИЯ

П 67-76
ВНИИГ

ЛЕНИНГРАД
1978

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ
ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ГИДРОТЕХНИКИ
имени Б. Е. ВЕДЕНЕЕВА

РЕКОМЕНДАЦИИ
ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ СТРУКТУРЫ И УПЛОТНЯЕМОСТИ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЯХ ОДНООСНОГО СЖАТИЯ

П 67-76
ВНИИГ

ЛЕНИНГРАД
1978

УДК 624.131.376/378

Настоящие «Рекомендации» разработаны в Комплексной лаборатории сейсмостойкости сооружений ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева и предназначаются для применения в проектно-изыскательских и научно-исследовательских организациях Минэнерго СССР при исследовании динамической устойчивости структуры и виброуплотняемости несвязных грунтов, работа которых в основаниях фундаментов под машины и оборудование или в теле сооружений из грунтовых материалов при динамических нагрузках отвечает условиям одноосной деформации.

Предлагаемая новая методика является более совершенной по сравнению с существующим методом критических ускорений. Она основана на исследовании динамической устойчивости структуры и виброуплотняемости образцов несвязных грунтов в специальном компрессионном приборе с комбинированной (инерционной и безынерционной) нагрузкой, в котором более точно воспроизводятся естественные условия статического и динамического нагружения элементов грунта в основании фундаментов или в теле сооружений. Эта методика позволяет получать более обоснованные данные о характеристиках динамической устойчивости структуры и виброуплотняемости несвязных грунтов.

© Всесоюзный научно-исследовательский институт гидротехники имени Б. Е. Веденеева (ВНИИГ), 1978.

ПРЕДИСЛОВИЕ

В связи с проектированием и строительством фундаментов под машины и оборудование с динамическими нагрузками (включая мощные турбоагрегаты ГРЭС и АЭС), гидротехнических и других сооружений из грунтовых материалов в сейсмических районах, исследования динамической устойчивости структуры и виброуплотняемости несвязных и малосвязных грунтов приобретают очень важное значение.

В настоящих «Рекомендациях» приводятся разработанные ВНИИГом новые, более совершенные по сравнению с используемыми в способах критических ускорений, методика и экспериментальная установка для компрессионных испытаний динамической устойчивости структуры и виброуплотняемости несвязных грунтов в условиях контролируемых напряжений или деформаций.

Используемый для этих целей прибор отличается от существующих виброкомпрессионных приборов тем, что пригрузка образца осуществляется совместным действием пружины и веса инерционных масс-грузов. Прибор устанавливается на вибростенд, стол которого может совершать вертикальные колебания. При этом образец грунта подвергается одновременному действию ускорений колебаний и пропорциональных им инерционных динамических нагрузок от масс-грузов, вызывающих в образце динамические напряжения. Изменяя величину сжатия пружины и массу грузов, можно производить испытания образцов грунта при различных сочетаниях ускорений колебаний и амплитуд динамических напряжений с сохранением фиксированных (для данной серии опытов) значений статической нагрузки, что дает возможность изучать влияние на устойчивость и виброуплотняемость грунтов не только ускорений, но и динамических нагрузок.

Специальные исследования на приборе показали, что ускорения колебаний, не превышающие 0,6 отношения всех действующих на образец статических сил к массе грузов в каждом из опытов, не оказывают заметного влияния на динамическую устойчивость структуры грунта, которая в рассматриваемом случае однозначно определяется действующими на грунт динамическими напряжениями.

Так как при эксплуатационных условиях редко превышается указанная граница ускорений, то предлагаемая в настоящих «Рекомендациях» методика основана на учете влияния динами-

ческих напряжений и упругих деформаций скелета грунта. Она позволяет более полно по сравнению с другими существующими методиками учесть естественные условия динамического нагружения и в значительной степени повышает надежность оценок устойчивости их структуры и виброуплотняемости.

«Рекомендации» содержат также предложения по расчету избыточных давлений в поровой воде и осадок грунтов по данным лабораторного определения характеристик их виброуплотняемости. Это позволяет использовать более прогрессивный способ оценки динамической устойчивости оснований фундаментов и сооружений по допускаемым осадкам.

Настоящие «Рекомендации» разработаны в секторе динамики грунтов и сейсмостойкости земляных гидросооружений комплексной лаборатории сейсмостойкости сооружений ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева ст. научн. сотр. Л. А. Эйслером и ст. инженером А. И. Смильтнеком под руководством и при участии зав. сектором канд. техн. наук Н. Д. Красникова. Программа расчета избыточного порового давления для ЭВМ-222 составлена ст. инженером Ю. М. Ескиным.

Министерство энергетики и электрификации СССР	РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ СТРУКТУРЫ И УПЛОТНЯЕМОСТИ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЯХ ОДНООСНОГО СЖАТИЯ	П 67-77 ВНИИГ

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Область применения

1.1. Настоящие «Рекомендации» предназначаются для использования в проектно-изыскательских и научно-исследовательских организациях Минэнерго СССР при экспериментальных исследованиях динамической устойчивости структуры и виброуплотняемости несвязных или слабосвязных грунтов, расчетах порового давления и осадок оснований фундаментов и сооружений из грунтовых материалов при динамических нагрузках.

1.2. Рекомендуемые методы расчетов и экспериментальных исследований могут быть использованы при оценке динамической устойчивости и осадок грунтов оснований и сооружений (или их фрагментов), напряженное состояние и условия динамического нагружения которых приближаются к случаю одноосной деформации (например, при распространении плоских продольных волн в грунтах, колебаниях грунтов под средней частью фундаментов больших размеров, при деформациях грунтов под фундаментом в фазе уплотнения [1] и др.).

Примечание. При условиях напряженно-деформированного состояния и динамического нагружения грунтов оснований и земляных сооружений, значительно отличающихся от случая одноосной деформации, необходимо проведение расчетов и исследований с учетом состояния грунтов, максимально приближающегося к естественным условиям. Во ВНИИГе разрабатывается методика расчета и экспериментальных исследований динамической устойчивости и уплотняемости грунтов в условиях плоской деформации.

1.3. Предлагаемая в «Рекомендациях» методика отвечает случаям сравнительно резкого изменения режима вибрационных воздействий (например, их нарастание в пусковой период вслед-

Внесены Всесоюзным научно-исследовательским институтом гидротехники им. Б. Е. Веденеева	Утверждены ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева решением № 64 от 21 декабря 1977 г. и согласованы с Главниипроектом Минэнерго СССР	Срок введения II квартал 1978 г.

ствие изменения уровня грунтовых вод и др.), когда развитие необратимых деформаций происходит особенно интенсивно и имеется опасность возникновения явлений разжижения.

Испытания поведения грунтов в случаях, не предусмотренных настоящими рекомендациями (осадки грунтов при длительных вибрационных воздействиях, испытания суглинков, глин и других связных грунтов), могут проводиться на экспериментальном оборудовании (см. раздел 3) по специальной методике, которая должна разрабатываться на основе предварительных исследований, включающих:

а) определение состава параметров, характеризующих физико-механические свойства, напряженно-деформированное состояние и условия возникновения необратимых деформаций грунта;

б) выбор параметров динамического воздействия, обеспечивающих воспроизведение в опытах естественных условий динамического нагружения (деформирования) скелета грунта и удобных для контроля в процессе испытаний (например, амплитуд упругих деформаций при испытаниях водонасыщенных грунтов);

в) изучение влияния времени действия динамической нагрузки заданной интенсивности на возникновение необратимых деформаций и выбор методики испытаний при определении критических параметров динамического воздействия (при отсутствии такого влияния можно допускать непрерывное увеличение амплитуды воздействия, в противном случае необходимо увеличивать амплитуды воздействия ступенями с длительной выдержкой каждой ступени);

г) определение зависимости, характеризующей изменение скорости уплотнения грунта во времени при действии динамической нагрузки постоянной амплитуды, превышающей ее критическое значение; определение параметров этого соотношения;

д) составление методики испытаний грунтов с целью определения указанных параметров и их зависимости от характеристик физического состояния грунта.

Основные этапы исследований и расчетов

1.4. Исследования динамической устойчивости структуры и виброуплотняемости грунтов оснований включают следующие основные этапы:

1) По данным инженерно-геологических изысканий, полевых сейсморазведочных работ и лабораторных исследований динамических упругих и поглощающих свойств грунтов, проектных и других материалов, устанавливаются: геологический разрез площадки, возможные колебания уровня грунтовых вод, геотехнические и физико-механические характеристики грунтов основания, перечень которых приведен ниже, в пп. 1.6—1.8, условия их статического нагружения и характеристика источника колебаний (для фундамента — амплитуда и частота его колебаний).

2) По полученным исходным данным: геологическому разрезу основания, параметрам колебаний фундамента, волновым характеристикам грунтов — составляется расчетная схема и выполняется расчет динамических напряжений и деформаций грунтов в основании сооружения.

3) На основании данных инженерно-геологических изысканий определяются зоны расположения потенциально неустойчивых грунтов (малосвязных песков, грунтов с тиксотропными свойствами и т. п.), устанавливается диапазон изменения статических, а также динамических нагрузок в этих зонах (с учетом возможного увеличения порового давления и изменений уровня грунтовых вод) и составляется программа лабораторных испытаний образцов грунта, отобранных из этих зон.

4) Проводятся лабораторные испытания образцов грунта на виброкомпрессионном приборе с целью определения предельных (критических) значений амплитуды динамических деформаций или зависимости скорости их уплотнения от величин статических напряжений, амплитуды динамических деформаций и плотности скелета грунта.

5) Дается оценка общей устойчивости оснований фундаментов по предельным (критическим) значениям амплитуд динамических деформаций или по допускаемым осадкам фундамента или сооружения. При наличии в основании водонасыщенных грунтов и возможности возникновения в них явлений разжижения расчет осадок производится с учетом влияния избыточных давлений в поровой воде.

1.5. Исследования динамической устойчивости грунтов оснований и материалов гидросооружений проводятся по аналогичной методике с учетом их конструктивных особенностей и специфики расчета на статические и динамические воздействия.

Исходные данные и определяемые величины. Состав, обозначения и терминология

1.6. Геометрические характеристики геологического разреза: h_i — толщина i-го слоя грунта ($i=1, 2, 3, \ldots$); x — координата произвольного горизонта в грунте по направлению от подошвы фундамента в глубь основания.

1.7. Геотехнические и физико-механические характеристики (грансостав; степень неоднородности и показатели окатанности; показатели пластичности для связных грунтов; характеристики деформационных и прочностных свойств и т. п.), используемые в расчетах и при экспериментальных исследованиях, выбираются из условия сопоставимости получаемых результатов для грунтов одного класса и в соответствии с нормами стандартизации номенклатуры грунтов оснований [2]. Определение полного состава указанных характеристик особенно важно при изучении их влияния на результаты исследований.

1.8. В расчетах и экспериментальных исследованиях, предусматриваемых настоящими «Рекомендациями», используются следующие характеристики грунтов, их состояния и динамических воздействий на грунт.

Характеристики физического состояния

γ — объемный вес грунта; $\gamma_{макс}$ — объемный вес грунта в предельно-плотном состоянии; $\gamma_{мин}$ — то же в предельно-рыхлом состоянии; D — относительная плотность скелета грунта, определяемая соотношением

$$D = \frac{\gamma_{макс}(\gamma - \gamma_{мин})}{\gamma(\gamma_{макс} - \gamma_{мин})}, \tag{1}$$

γ_s — удельный вес грунта; γ_w — удельный вес воды; $\gamma_{взв} = \gamma - (1-n)\gamma_w$ — объемный вес грунта, взвешенного в воде; n — пористость грунта, $m = 1-n$; $\gamma^i_{вл}$ — объемный вес грунта естественной влажности в i-ом слое геологического разреза основания.

Упругие характеристики

E_c — динамический модуль деформации при разгрузке скелета грунта, определяемый по данным виброкомпрессионных испытаний, как средняя величина отношения нормальных напряжений к упругим деформациям образца. K_s — модуль объемного сжатия твердых частиц скелета грунта; K_w — модуль объемного сжатия воды с учетом защемленных газовых пузырьков.

Волновые характеристики

V_{pi} — скорость распространения продольных волн в i-ом слое грунта; $k_{ij}^{п}$ и k_{ij}^{0} — коэффициенты преломления и отражения продольных волн на границе i-го и j-го ($j=i+1$) слоев грунта, определяемые соотношениями:

$$k_{ij}^{п} = \frac{2\gamma_{вл}^{(i)} V_{pi}}{\gamma_{вл}^{(i)} V_{pi} + \gamma_{вл}^{(j)} V_{pj}}; \qquad k_{ij}^{0} = \frac{\gamma_{вл}^{(i)} V_{pi} - \gamma_{вл}^{(j)} V_{pj}}{\gamma_{вл}^{(i)} V_{pi} + \gamma_{вл}^{(j)} V_{pj}}, \tag{2}$$

λ — длина продольной волны в i-ом слое основания; f — частота колебаний;

$$\lambda_i = V_{pi}/f.$$

Характеристики фильтрационных свойств и консолидации грунта

$k_ф$ — коэффициент фильтрации грунта; C — коэффициент консолидации, определяемый соотношением

$$C = \sqrt{\frac{E_c k_ф}{\gamma_w \beta}}, \tag{3}$$

где $\beta = \left[1 + nE_c\left(\frac{1}{k_w} - \frac{1}{k_s}\right)\right]$.

Характеристики статического напряженного состояния грунта при одноосной деформации

σ — вертикальное статическое эффективное напряжение, определяемое с учетом собственного веса грунта и взвешивающего действия фильтрационных потоков.

Характеристики колебаний фундамента

u_0 — амплитуда колебаний подошвы фундамента; f — частота колебаний.

Характеристики динамического воздействия на грунт

$\tilde{\sigma}$ — амплитуда динамического эффективного напряжения; ε_e — амплитуда относительных динамических упругих деформаций скелета, в водонасыщенном грунте практически совпадающая с амплитудой упругих деформаций двухкомпонентной грунтовой среды; $\varepsilon_{ei}(x)$ — то же в точке с координатой x в i-ом слое основания; $\alpha_{пр}$ — ускорение колебаний, приведенное к ускорению, с которым колебалась бы масса вышележащего грунта, если бы статическая нагрузка σ на рассматриваемом горизонте основания была бы обусловлена только собственным весом указанной массы, а динамическое напряжение $\tilde{\sigma}$ — ее произведением на ускорение $\alpha_{пр}$. Приведенное ускорение определяется соотношением:

$$\alpha_{пр} = \frac{\tilde{\sigma}}{\sigma} g = \frac{E_c \varepsilon_e}{\sigma} g,$$

где g — ускорение силы тяжести.

1.9. При испытании динамической устойчивости структуры грунтов на виброкомпрессионном приборе определяются следующие характеристики:

$\tilde{\sigma}_{кр}$ — предельное (критическое) значение амплитуды динамических напряжений; $\varepsilon_{e\,кр}$ — предельные (критические) значения амплитуды динамических деформаций образца; $\alpha_{пр\,кр}$ — предельное (критическое) значение приведенных ускорений колебаний образца.

Под предельными (критическими) значениями указанных величин понимаются такие их значения, превышение которых приводит к необратимым деформациям (осадкам) образца грунта.

1.10. Скорость нарастания необратимых относительных деформаций несвязных грунтов после приложения вибрационной нагрузки постоянной амплитуды, превышающей ее критическое значение (как показали исследования), приближенно описывается соотношением

$$\dot{\varepsilon}_p = \dot{\varepsilon}_{p0} e^{-\lambda t}, \qquad (4)$$

где t — время действия вибрационной нагрузки.

В качестве характеристик виброуплотнения грунта, подлежащих определению на виброкомпрессионном приборе, приняты:

$\dot{\varepsilon}_{p0}$ — скорость необратимых относительных деформаций грунта, соответствующая моменту приложения динамической нагрузки постоянной амплитуды; λ — характеристика затухания скорости необратимых деформаций во времени; $\overset{*}{\gamma}_{макс}(\sigma, \varepsilon_e)$ — максимальный объемный вес грунта, такой, что при $\gamma \geqslant \overset{*}{\gamma}_{макс}$ и заданных значениях σ и ε_e скорость относительной деформации $\dot{\varepsilon}_{p0}(\sigma, \varepsilon_e, \gamma) = 0$.

1.11. При расчете осадок и порового давления используются следующие величины:

$U(x)$ — избыточное давление в поровой воде, которое представляет собой временное увеличение (приращение) стационарного значения порового давле-

ния $P=\gamma(x-h_в)$, где $h_в$ — глубина уровня грунтовых вод, обусловленная передачей части эффективных напряжений ($\delta\sigma=U$) на воду при частичном разжижении грунта;

$\delta h(t)$ — реализованная (к моменту времени t) осадка подошвы фундамента;

$\delta h_п(t)$ — полная или консолидированная (на момент времени t) осадка фундамента, определяемая как осадка, которая развилась бы к концу процесса консолидации грунта (полной диссипации избыточного порового давления), если бы в момент времени t динамические воздействия были бы прекращены. Консолидированная осадка равна осадке, обусловленной вибрационным уплотнением скелета грунта (п. 1.10);

$\delta h_к$ — конечная осадка фундамента, связанная с процессом виброуплотнения, описываемого соотношением (4).

1.12. В расчетах плотности скелета, статических и динамических нагрузок на образец грунта при его испытаниях используются следующие характеристики экспериментальной установки и определяемые в процессе опытов величины:

F — площадь основания цилиндрической камеры прибора (площадь торцовой поверхности образца); l — высота образца; $l_б$ — базовая отметка высоты, устанавливаемая с помощью калибровочного цилиндра; $v_б$ — базовый объем камеры прибора при $l=l_б$; A — постоянная, связывающая отклонение объема образца ($v_б-v$) с отклонением его высоты от базового значения ($l_б-l$) $A=(v_б-v)/(l_б-l)$; Q — вес используемых в опыте инерционных масс-грузов; Q_0 — вес деталей нагрузочного устройства прибора, участвующих в нагружении образца; $k_п$ — жесткость пружины нагрузочного устройства; α — амплитуда ускорения колебаний инерционных масс-грузов; η_α — чувствительность измерительного канала ускорений; η_ε — чувствительность измерительного канала деформаций; η_p — чувствительность измерительного канала порового давления; $n_м$ и $n_{мб}$ — рабочее и базовое показания мессуры балансировочного устройства в измерительном канале деформаций; B — постоянная связи между перемещениями деформометра δl, измеряющего изменение высоты образца l, и изменением показания мессуры балансировочного устройства $\delta n_м$ ($B=\delta l/\delta n_м$); n_α и n_ε — амплитуды ускорений и деформаций, измеренные на осциллографической записи колебаний; $\dot{n}_t$ — скорость уплотнения образца, измеренная на осциллографической записи в момент времени t.

1.13. При испытаниях по рекомендуемой методике к образцам грунта прикладываются статические нагрузки двух видов: инерционная и безынерционная.

Под инерционной статической нагрузкой понимается нагрузка, создаваемая весом инерционных масс-грузов $\left(\sigma_{ин}=\frac{Q+Q_0}{F}\right)$, которые при возбуждении вибрации прибора создают также динамическую нагрузку на образец $\left(\tilde{\sigma}=\frac{Q+Q_0}{Fg}\alpha\right)$, причем в условиях инерционной нагрузки $\tilde{\sigma}=\frac{\alpha}{g}\sigma_{ин}$.

Безынерционная статическая нагрузка в рекомендуемом приборе создается с помощью сжатой пружины, которая не участвует в создании динамической нагрузки на образец.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИСХОДНЫХ ДАННЫХ И РАСЧЕТ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА ГРУНТЫ ОСНОВАНИЯ

2.1. Определение геологического разреза площадки, геотехнических свойств и статического напряженного состояния грунтов оснований фундаментов (для случаев одноосной деформации) производится по существующим нормам и правилам.

2.2. Динамические характеристики (скорости распространения упругих волн, коэффициенты преломления, отражения и др.) определяют с помощью полевой сейсморазведки или путем лабораторных испытаний образцов грунта по разработанным методам [3, 4].

2.3. При исследовании динамической устойчивости структуры и виброуплотняемости грунтов (см. разделы 4 и 5) в качестве основной характеристики динамического воздействия, определяемой расчетным путем, принята амплитуда упругой динамической деформации одноосного сжатия.

2.4. Во многих случаях вследствие близких значений динамических характеристик для однотипных (например, песчаных) или разнотипных, но водонасыщеных (например, песков и глины) грунтов при колебаниях распластанного фундамента в общем многослойное грунтовое основание может быть схематизировано полубесконечной средой с двумя или даже меньшим числом границ раздела.

2.5. При колебаниях распластанного фундамента на двухслойной толще (например, состоящей из неводонасыщенного слоя толщиной h_1 и водонасыщенного — толщиной h_2) грунтов, подстилаемой полубесконечным основанием, амплитуды упругих деформаций на различных горизонтах первого $\varepsilon_{e1}(x)$ и второго $\varepsilon_{e2}(x)$ слоев определяются по формулам, полученным из решения динамической задачи теории упругости об одномерных установившихся колебаниях двухслойной среды на упругом основании:

для первого слоя при $0 \leqslant x \leqslant h_1$

$$\varepsilon_{e1}(x) = \frac{u_0}{z_0}\sqrt{\varepsilon_{1R}^2(x) + \varepsilon_{1I}^2(x)}, \tag{5}$$

где

$$\varepsilon_{1R}(x) = \frac{2\pi}{\lambda_1} k_{23}^{\text{п}}\left[\sin 2\pi\left(\frac{h_2}{\lambda_2} + \frac{h_1 - x}{\lambda_1}\right) - k_{12}^0 \sin 2\pi\left(\frac{h_2}{\lambda_2} - \frac{h_1 - x}{\lambda_1}\right)\right];$$

$$\varepsilon_{1I}(x) = \frac{2\pi}{\lambda_1}\left(1 - k_{23}^{\circ}\right)\left[\cos 2\pi\left(\frac{h_2}{\lambda_2} + \frac{h_1 - x}{\lambda_1}\right) - k_{12}^0 \cos 2\pi\left(\frac{h_2}{\lambda_2} - \frac{h_1 - x}{\lambda_1}\right)\right];$$

для второго слоя при $h_1 \leqslant x \leqslant h_2$

$$\varepsilon_{e2}(x) = \frac{k_{12}^{\text{п}} u_0}{z_0}\sqrt{\varepsilon_{2R}^2(x) + \varepsilon_{2I}^2(x)}, \tag{6}$$

где

$$\varepsilon_{2R}(x) = \frac{2\pi}{\lambda_2} k_{23}^{\text{п}} \sin 2\pi \frac{h_1 + h_2 - x}{\lambda_2};$$

$$\varepsilon_{2l}(x) = -\frac{2\pi}{\lambda_2}\left(1 - k_{23}^0\right)\cos 2\pi\,\frac{h_1 + h_2 - x}{\lambda_2};$$

для упругого основания при $x \geqslant h_1 + h_2$

$$\varepsilon_{e3}(x) = \frac{2\pi}{\lambda_3}\,\frac{u_0}{z_0}\,k_{12}^{\text{п}}k_{23}^{\text{п}}. \tag{7}$$

Величина z_0 равна:

$$z_0 = \sqrt{z_R^2 + z_l^2}, \tag{8}$$

где

$$z_R = k_{23}^{\text{п}}\left[\cos 2\pi\left(\frac{h_2}{\lambda_2} + \frac{h_1}{\lambda_1}\right) + k_{12}^0\cos 2\pi\left(\frac{h_2}{\lambda_2} - \frac{h_1}{\lambda_1}\right)\right];$$

$$z_l = -\left(1 - k_{23}^0\right)\left[\sin 2\pi\left(\frac{h_2}{\lambda_2} + \frac{h_1}{\lambda_1}\right) + k_{12}^0\sin 2\pi\left(\frac{h_2}{\lambda_2} - \frac{h_1}{\lambda_1}\right)\right].$$

2.6. Для однослойной среды на упругом основании решения (5—8) приобретают вид:

для слоя $(0 \leqslant x \leqslant h_1)$

$$\varepsilon_{e1}(x) = \frac{2\pi u_0}{\lambda_1}\sqrt{\frac{1 + \left(k_{12}^0\right)^2 - 2k_{12}^0\cos 4\pi\,\dfrac{h_1 - x}{\lambda_1}}{1 + \left(k_{12}^0\right)^2 + 2k_{12}^0\cos 4\pi\,\dfrac{h_1}{\lambda_1}}}; \tag{9}$$

для упругого основания $(x \geqslant h_1)$

$$\varepsilon_{e2}(x) = \frac{2\pi u_0}{\lambda_2}\,\frac{k_{12}^{\text{п}}}{\sqrt{1 + \left(k_{12}^0\right)^2 + 2k_{12}^0\cos 4\pi\,\dfrac{h_1}{\lambda_1}}}. \tag{10}$$

Для однородного грунтового основания соответствующее решение задачи имеет вид:

$$\varepsilon_e(x) = \frac{2\pi}{\lambda}u_0. \tag{11}$$

Примечание. Приведенные в п. 2.5 и 2.6 формулы получены при динамических характеристиках водонасыщенных грунтов, соответствующих модели квазиоднородной среды, т. е. без учета относительных движений жидких и твердых компонент грунта. Это положение справедливо при условиях: $\frac{2\pi f k_{\text{ф}}}{ng} \leqslant 0{,}1$ и $h \geqslant \sqrt{\frac{E_{\text{с}}k_{\text{ф}}}{n\gamma_{\text{взв}}f}}$, где h — толщина слоя водонасыщенного грунта и для оценок можно принять $E_{\text{с}} = 1500$ кгс/см^2.

При невыполнении этих условий должны применяться решения, учитывающие относительное движение компонент грунта (например, [6]).

2.7. В случае возможности изменения уровня грунтовых вод рекомендуется производить расчет при разных его положениях для выявления наихудших условий динамического нагружения грунта.

2.8. Коэффициент консолидации C используется в расчетах избыточного порового давления при явлениях разжижения грунтов и определяется из соотношения (3), если известно $E_{\text{с}} = E_{\text{с}}(\sigma,$

ε_e, γ) или с помощью специальных исследований по времени восстановления структуры в образце частично «разжиженного» водонасыщенного грунта [4]. Рекомендации по определению $E_c = E_c(\sigma, \varepsilon_e, \gamma)$ содержатся в разделе 5.

3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ УСТАНОВКА И ИЗМЕРИТЕЛЬНАЯ АППАРАТУРА

Экспериментальная установка

3.1. В состав экспериментальной установки для определения динамической устойчивости и виброуплотняемости несвязных грунтов (рис. 1) входят:

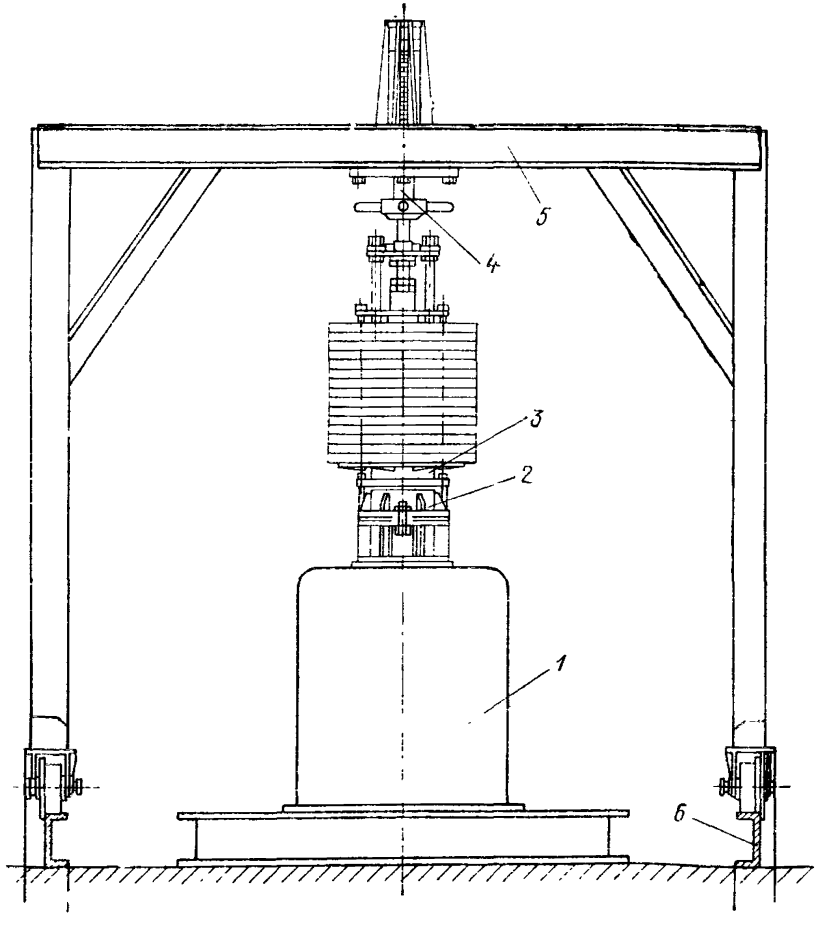


Рис. 1. Общий вид экспериментальной установки

1—вибростенд; *2*—виброкомпрессорный прибор; *3*—нагрузочное устройство; *4*—вывешивающее устройство; *5*—портал-тележка; *6*—рельсы.

1) вибростенд ВЭДС-400(А) *1* с оборудованием для его обслуживания и управления вибростендом;

2) прибор *2* с нагрузочным устройством *3*;

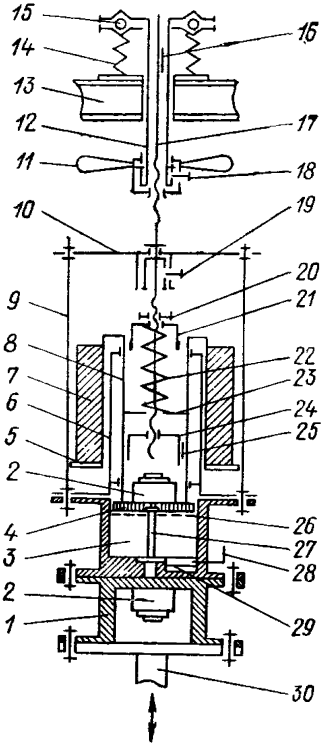
3) устройство *4*, вывешивающее прибор;

4) тележка *5* в виде сварного портала, перекатываемого по швеллерам-рельсам *6*;

5) комплект измерительных датчиков, усилительной и регистрационной аппаратуры.

3.2. Схема прибора с нагрузочным и вывешивающим устройством представлена на рис. 2.

Примечание. Чертежи, подробное описание экспериментальной установки и инструкция по ее эксплуатации имеются во ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева.[1] Конструкторская работа прибора выполнена А. Н. Бирбраером.



3.3. В состав прибора входят:

1) камера *3* для помещения образца грунта;

2) деформометр *27* с перфорированным верхним диском *26*;

3) датчик *29* для измерения давления воды в порах образца грунта;

4) трубка *23* для заполнения полости датчика *29* и образца грунта водой;

5) планшайба *1* для крепления прибора на столе вибростенда *30*.

Рис. 2. Схема прибора с нагрузочным и вывешивающим устройством

1—планшайба; *2*—сейсмоприемники; *3*—образец грунта в камере прибора; *4*—нагрузочный штамп; *5*—нагрузочные тарелки; *6*—направляющий цилиндр; *7*—инерционные массы-грузы; *8*—шток-гильза; *9*—стяжки-скалки; *10*—траверса; *11*—штурвал-гайка; *12*—сварная труба; *13*—швеллер портальной тележки; *14*—пружины; *15*—подшипник; *16*—шпонка вывешивающего устройства; *17*—шток-винт; *18*—верхний фиксатор; *19*—нижний фиксатор; *20*—контргайка; *21*—гайка для сжатия пружины; *22*—нагрузочная пружина; *23*—выступ штока-гильзы; *24*—гайка разгрузочного устройства; *26*—диск деформометра; *27*—деформометр; *28*—трубка для замачивания образца; *29*—датчик порового давления; *30*—стол вибростенда.

3.4. Нагрузочное устройство представляет собой перфорированный штамп *4*, соединенный со штоком-гильзой *8*, перемещающимся в направляющем цилиндре *6*. Шток-гильза *8* соединена с нагрузочными тарелками *5*, на которых устанавливаются инерционные массы-грузы *7* для создания инерционной статической

[1] А. с. 565229 [СССР]. Устройство для динамических испытаний грунтов/ВНИИГ; Авт. изобрет. А. И. Смильтнек, Л. А. Эйслер. Опубл. в Б. И., 1977, № 26.

нагрузки и динамических напряжений в образце при его колебаниях на вибростенде.

Безынерционная статическая нагрузка создается с помощью пружины *22*, один конец которой упирается в выступ *23* штока-гильзы *8*, а другой поджимается гайкой *21*. Гайка *21* имеет шкалу, по которой можно определить силу сжатия пружины.

При использовании вывешивающего устройства шток *17*, на котором имеется винтовая нарезка гайки *21*, может приходить во вращательное движение. Для устранения влияния этого вращения на сжатие пружины гайка *21* зажимается с помощью контргайки *20*.

Усилие пружины передается на контур, состоящий из: гайки *21*, штока *17*, упирающегося в траверсу *10*, стяжки-скалки *9*, корпуса прибора, образца грунта *3*, штампа *4*, штока-гильзы *8* с выступом *23*.

3.5. Прибор оснащен двумя сейсмоприемниками *2* для измерения колебаний (частоты и амплитуды ускорений) стола вибростенда *30* и перфорированного штампа *4*.

3.6. Вывешивающее устройство предназначено для разгрузки стола вибростенда *30* и передачи веса прибора на пружины *14*, расположенные на верхнем швеллере *13* портальной тележки (п. 3.1).

Кроме того, оно позволяет с помощью детали *24* производить временную разгрузку образца *3* без снятия грузов и освобождения пружины *22*, что сокращает затраты времени на дополнительное уплотнение образцов грунта при подготовке следующих опытов.

Вывешивающее устройство состоит из штока-винта *17*; сварной трубы *12*, заканчивающейся в верхней части диском, который через подшипник *15* опирается на пружины *14*; штурвала-гайки с рукоятками *11*, охватывающей концевое утолщение в нижней части трубы *12*; скользящего упора-гайки *24* и двух фиксаторных устройств со штифами-фиксаторами: верхним фиксатором *18* и нижним фиксатором *19*.

Шток-винт *17* и гайка *24* имеют шпонки *16* и *25*, исключающие возможность прокручивания штока-винта относительно трубы *12* и гайки *24* относительно штока-гильзы *8*.

При использовании вывешивающего устройства по прямому назначению нижний фиксатор *19* включается, а верхний *18* выводится. При этом происходит сцепление штока-винта с траверсой *10* и исключается возможность его вращения относительно оси. Путем вращения гайки-штурвала за рукоятки *11* производится подъем (или опускание) штока-винта относительно трубы *12*, что приводит к подъему (или опусканию) траверсы *10*, а вместе с нею и всего прибора.

При использовании вывешивающего устройства для разгрузки образца нижний фиксатор *19* выводится, а верхний — включается. Это приводит к сцеплению штока-винта и трубы *12* с

гайкой-штурвалом и к возможности их вращения, ввиду вывода фиксатора *19*, относительно оси. В этом случае вращение штурвала вызывает вращение штока-винта, который поднимает гайку *24*. После упора гайки *24* в выступы *23* штока-гильзы *8* вращение штока-винта приводит к подъему штампа *4* с поверхности грунта и к разгрузке образца.

Измерительная аппаратура

3.7. Блок-схема измерительной части установки представлена на рис. 3. Она имеет четыре измерительных канала: канал *1*

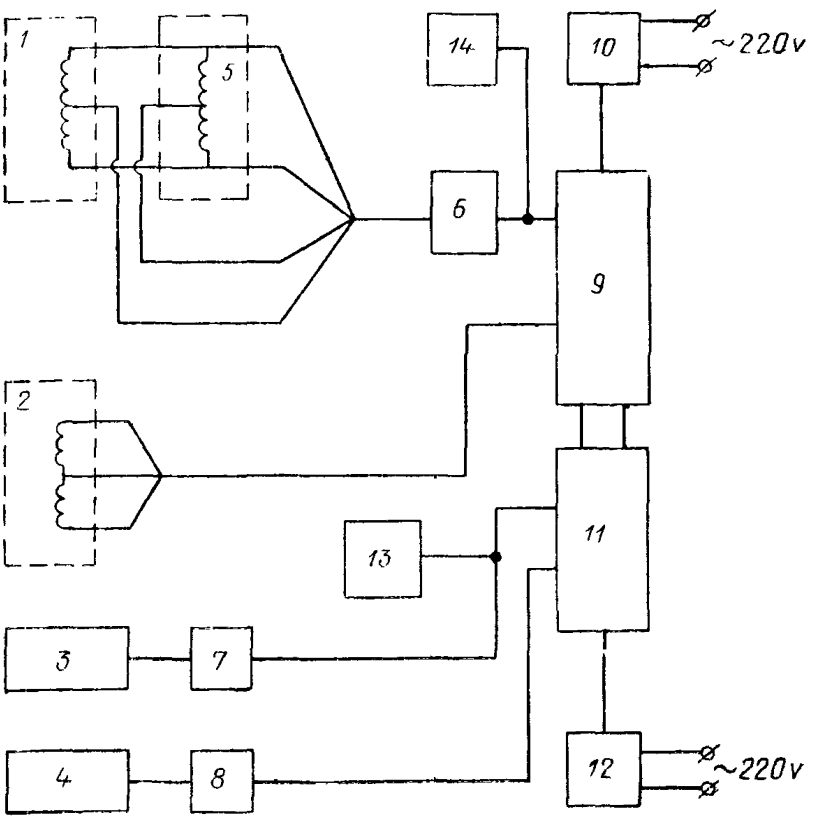


Рис. 3. Блок-схема измерительной части установки

1—деформометр; *2*—датчик порового давления; *3—4*—сейсмоприемники; *5*—балансировочное устройство; *6—8*—магазины сопротивлений; *9*—тензоусилитель; *10*—блок питания тензоусилителя; *11*—шлейфный осциллограф; *12*—блок питания осциллографа; *13—14*—стрелочные приборы для контроля заданного уровня колебаний нагрузочного штампа и динамических деформаций.

для измерения упругих и необратимых деформаций образца грунта, канал *2* для измерения и контроля порового давления в образце и два канала *3* и *4* для измерения ускорений колебаний стола вибростенда и нагрузочного штампа, скрепленного с инерционными массами-грузами. Первые два измерительных канала

обслуживаются одним тензоусилителем *9* типа 8АНЧ с блоком питания *10* и все четыре канала шлейфным осциллографом *11* типа Н-105 с гальванометрами М004-0,6. В каналы измерения деформаций и ускорений включены магазины сопротивлений типа Р-33, служащие для регулировки чувствительности каналов при различных режимах динамических воздействий на образец. Для удобства установления заданного уровня колебаний или динамических деформаций в измерительных каналах сейсмоприемника нагрузочного штампа и деформометра используются стрелочные приборы *13* и *14*. Сейсмоприемники *3* и *4* для измерения ускорений колебаний используются стандартные, типа СПЭН-1.

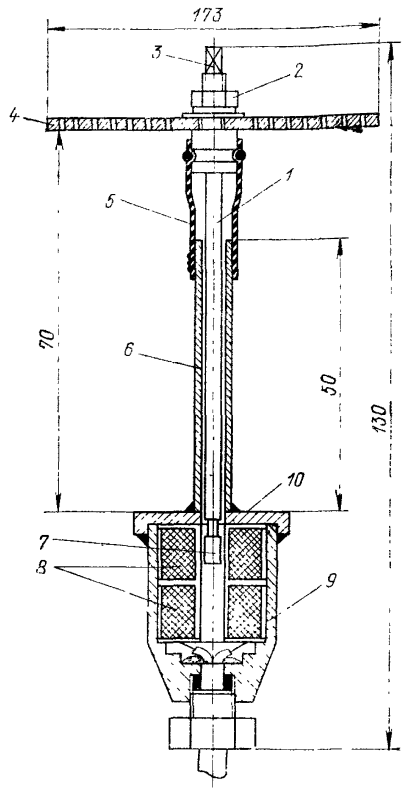


Рис. 4. Деформометр

1 — шток деформометра; *2* — крепежная гайка; *3*—приспособление для удержания штока от прокручивания; *4*—перфорированный диск деформометра; *5*—пипеточная резинка; *6*—направляющая трубка; *7*—сердечник; *8*—катушки индуктивностей; *9*—крышка; *10*—корпус деформометра.

3.8. Нестандартные датчики: деформометр, датчик порового давления и балансное устройство, включенное в канал измерения деформаций, спроектированы во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Их схематичные чертежи представлены на рис. 4, 5 и 6.

3.9. Деформометр (рис. 4) представляет собой индуктивный датчик перемещений. Его две катушки *8* имеют размер ∅20 и $l=24$ мм и намотаны проводом ПЭ ∅0,14 мм по 1200 витков в каждой. Активное сопротивление катушек 60÷80 Ом. Сердечник из пермаллоя размером $l=10$ мм, $d=4$ мм укреплен на дюралюминиевом стержне *1*, имеющем на верхнем конце уступ и нарезку для закрепления перфорированного диска *4*. Диск *4* при подготовке образца грунта к опыту укладывается на его поверхность между образцом и нагрузочным штампом.

Конец штока имеет квадратное сечение *3* для предупреждения возможности его прокручивания при закреплении диска на штоке. Зазор между штоком и направляющей трубкой *6* прикрыт пипеточной резинкой *5*. Шток под пипеточной резинкой смазан графитом.

3.10. Для измерения порового давления (рис. 5) применяется датчик мембранного типа с наклеенными на мембрану *3* тензо-

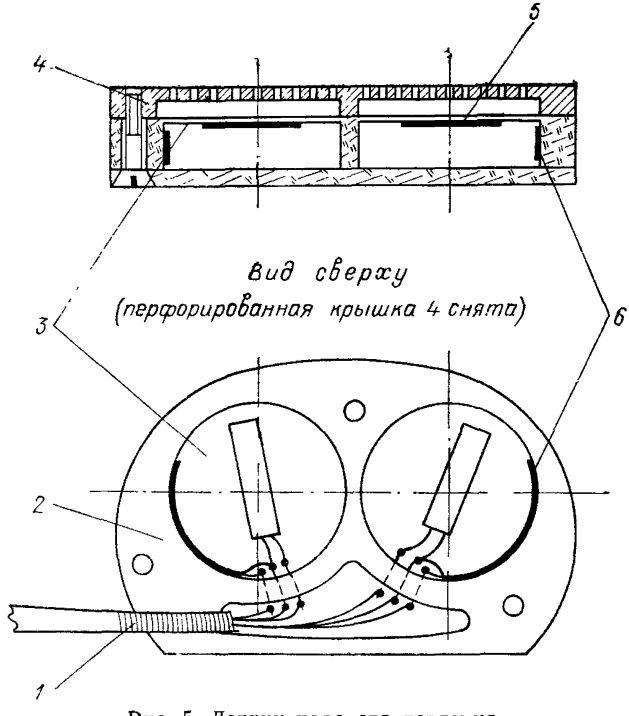


Рис. 5. Датчик порового давления

1—кабель; *2*—корпус; *3*—мембрана; *4*—перфорированная крышка; *5*—рабочие тензорешетки; *6*—компенсационные решетки.

решетками *5* $R=200$ Ом. Мембрана закрыта сверху перфорированной решеткой *4* для отбора поровой воды, а весь датчик обернут двумя слоями капроновой сетки. Мембрана и корпус датчика изготовлены из одного куска органического стекла (толщина мембраны равна 0,4 мм, диаметр 30 мм).

3.11. Балансировочное устройство (рис. 6) состоит из микрометрического винта *1*, соединенного с помощью штока *2* с мессурой *4*.

На штоке имеется железный сердечник, входящий внутрь индуктивного датчика перемещений *3*. Индуктивный датчик *3* по характеристикам идентичен индуктивному датчику для измерения деформаций.

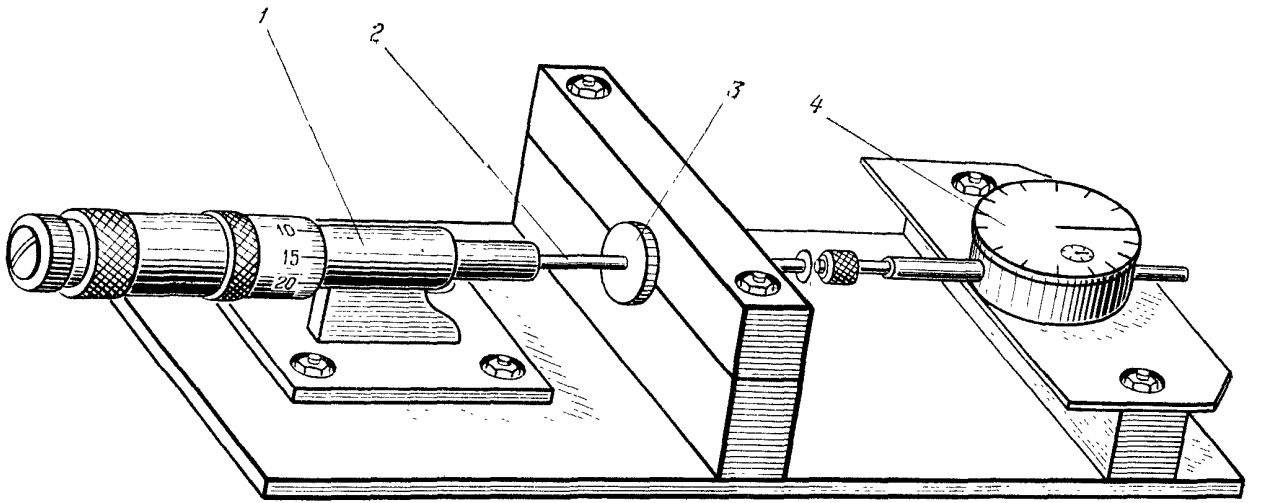


Рис. 6. Балансировочное устройство

1—микрометрический винт; *2*—шток; *3*—индуктивный датчик перемещений; *4*—мессура.

Балансировочное устройство является второй половиной измерительного моста в цепи деформометра и предназначается:

для грубого (с точностью мессуры) измерения высоты образца и ее изменения в процессе опытов;

для перемещения начальной точки отсчета при точных измерениях деформаций образца по шкале осциллографа, что дает возможность одновременно измерять большие (связанные с осадками) и малые (упругие) деформации образца, без ухода светового зайчика за шкалу осциллографа.

Техническая характеристика прибора

3.12. При использовании указанного выше стандартного оборудования прибор для испытания динамической устойчивости структуры и виброуплотняемости грунтов имеет следующие характеристики:

Размеры образца грунта, мм	диаметр 175 высота 45—55
Вес инерционных масс-грузов, кгс	до 600
Статическая инерционная нагрузка, кгс/см²	до 2,5
Статическая безынерционная нагрузка от пружины, кгс/см²	до 1,7
Суммарная статическая нагрузка, кгс/см²	до 4,3
Частота колебаний, Гц	от 5 до 2000
Динамические напряжения на образец грунта, кгс/см²	до 1,5
Верхняя граница приведенных ускорений при испытаниях грунтов в условиях различных сочетаний величин массы груза и ускорений, обеспечивающих заданную амплитуду динамических напряжений, в долях g	0,6
Чувствительность канала для измерения деформаций, отн. ед./мм	до $1 \cdot 10^{-6}$
Чувствительность канала для измерения ускорений при 50 Гц, см/с² мм	до 3,0
Чувствительность канала порового давления, гс/см² мм	до 10^{-1}

Требования к экспериментальному помещению и состав рабочей группы

3.13. Для размещения экспериментальной установки (вибростенда, прибора с нагрузочными устройством и порталом, измерительной аппаратуры), вспомогательного оборудования и образцов исследуемого грунта необходимо помещение площадью не менее 25 м². Для подъема и перестановки вибростенда, его элементов и грузов весом до 1,0 т необходимо иметь таль или другое подъемное устройство.

В экспериментальном помещении или вблизи от него требуется оборудовать место (фотобудку) с раковиной для подвода чистой и отвода отработанной воды для обработки осциллограмм.

3.14. Для проведения опытов на экспериментальной установке необходимо иметь рабочую группу в составе 3 чел. (1 инженер, 1 техник-измеритель или радиомеханик, 1 рабочий).

4. УКАЗАНИЯ ПО ПРОВЕДЕНИЮ ИСПЫТАНИЙ

Типы испытаний и их программа

4.1. Оценка динамической устойчивости грунтов оснований предусматривает два вида их лабораторных испытаний:

испытания на динамическую устойчивость структуры;

испытания по определению характеристик виброуплотнения.

4.2. Испытания на динамическую устойчивость структуры имеют целью определение предельных (критических) значений амплитуды упругих динамических деформаций образца и их зависимости от приложенных к нему статических напряжений σ и объемного веса грунта γ (или относительной плотности D) для заданного или ряда заданных значений частоты колебаний фундамента f.

4.3. Испытанию на динамическую устойчивость структуры подвергаются образцы грунтов основания, которые по предварительным данным оцениваются как потенциально неустойчивые.

4.4. Программа испытаний на динамическую устойчивость структуры составляется по данным анализа статического и динамического нагружения каждой исследуемой разновидности грунта в основании (раздел 2).

Для образца грунта нарушенной структуры при одной фиксированной частоте колебаний она предусматривает выбор ряда фиксированных значений σ (от 4 и более) в диапазоне их изменений по толщине слоя исследуемого грунта в естественных условиях, а также выбор ряда фиксированных значений γ в диапазоне их изменения от $\gamma_{мин}$ до $\gamma_{макс}$.

Примечания: 1. С целью сохранения и воспроизведения в различных опытах структурных особенностей грунта рекомендуется различные фиксированные значения γ получать при испытаниях одной и той же навески грунта нарушенной структуры путем возбуждения полного разжижения (одного или ряда разжижений), сопровождаемого «самопроизвольными» осадками скелета грунта. Указанные разжижения могут возбуждаться ударами по прибору при снятии статической нагрузки с образца.

2. Значение γ при каждом отдельном испытании (опыте) может приниматься произвольным, но для получения более четких экспериментальных зависимостей необходимо, чтобы серия испытаний с одной навеской грунта содержала в диапазоне от $\gamma_{мин}$ до $\gamma_{макс}$ не менее 5 значений γ, распределенных более плотно в области больших значений, близких к $\gamma_{макс}$.

3. При исследовании динамической устойчивости грунтов ненарушенной структуры испытания образцов проводятся при значениях γ, σ и ε_e, соответствующих той точке основания, из которой извлечен образец, а оценка устойчивости осуществляется непосредственно по экспериментальному факту сохранения или разрушения структуры образца.

4.5. Испытания по определению характеристик виброуплотнения имеют целью определение параметров $\varepsilon_{ро}$ и λ в соотношении (4) и их зависимости от статических напряжений σ, уровня динамических воздействий (амплитуды обратимых деформаций ε_e) и характеристик плотности (γ или D) при фиксированных частотах воздействия f.

4.6. Испытанию на виброуплотняемость подвергаются образцы тех грунтов, динамическая устойчивость которых в основании сооружения по данным предыдущих испытаний не обеспечивается.

4.7. Программа испытаний также составляется на основе предварительного анализа естественных условий статического и динамического нагружения грунтов; при этом намечаются испытания образцов грунта при не менее чем 5 фиксированных значениях σ, изменяющихся в пределах от величины, близкой к нулю до σ, несколько превышающего $\sigma_{\text{естеств}}$. При каждом заданном значении σ выбирается ряд (не менее 4—5) фиксированных значений уровня динамического воздействия (амплитуд упругих деформаций), которые равномерно располагаются в диапазоне значений ε_e от его критического значения (для выбранного σ и γ) до максимального значения, превышающего величину, определенную из анализа естественных условий динамического нагружения грунта. Испытания образцов грунта на виброуплотнение также проводятся при различных фиксированных значениях γ. Выбор этих значений производится так же, как в примечании к п. 4.4.

Подготовка установки и образцов к испытаниям

4.8. Подготовка экспериментальной установки к испытаниям заключается в тарировке (градуировке) измерительной аппаратуры и оборудования, загрузке прибора образцом грунта и его сборке.

4.9. Перед тарировкой прибора и его загрузкой образцом грунта камера (рис. 2) вместе с нижней планшайбой *1* с помощью болтов крепится к столу вибростенда *30*.

4.10. Тарировке подвергаются: пружина нагрузочного устройства, камера прибора, измерительные цепи балансировочного устройства, измерительные каналы ускорения и порового давления. Производится также взвешивание деталей нагрузочного устройства и инерционных масс-грузов.

В результате этих операций определяются:

жесткость пружины $k_{\text{п}}$;

постоянная связи изменения объема образца с изменением его высоты A;

тарировочные графики зависимости показаний мессуры балансировочного устройства ($n_{\text{м}}$) от перемещений деформометра (δl), на основании которых устанавливается область значений $n_{\text{м}}$, где эта зависимость линейна, и постоянная B указанной линейной зависимости;

показание мессуры $n_{\text{м}6}$, соответствующее базовой длине деформометра (базовой отметке в камере прибора);

базовый объем камеры прибора v_6;

чувствительность измерительного канала ускорений на заданной частоте колебаний η_a^f;

чувствительность измерительного канала порового давления $\eta_р$;

вес деталей Q_0 и вес грузов Q_1, Q_2 и т. д.

Примечание. Базовая отметка в камере прибора устанавливается с помощью калибровочного полого цилиндра, который надевается на шток деформометра *27* и прижимается его диском *26* к дну камеры прибора *3* (рис. 2). Компенсация разбаланса измерительного моста деформометра с помощью балансировочного устройства дает при этом соответствующее показание мессуры — $n_{мб}$. Дальнейшее использование деформометра для определения уровня жидкости, помещенной в камеру прибора, в сочетании с измерением ее объема (взвешиванием или с помощью мерных сосудов) позволяет достаточно точно определить базовый объем $v_б$ и постоянную A. Величина $n_{мб}$ определяется перед каждой серией опытов с одной загрузкой грунта. Методы определения остальных величин, перечисленных в п. 4.10, общеизвестны.

4.11. Загрузка испытательного прибора грунтом и его сборка осуществляются в следующей последовательности:

а) При подготовке к испытанию грунтов нарушенной структуры производится навеска (прокаленного) сухого грунта. Масса навески подбирается таким образом, чтобы сформированный образец с $\gamma_{мин}$ имел высоту, близкую к наибольшей допустимой длине деформометра (54—55 мм).

б) На дно камеры помещается сито с ячеями 5×5 мм, на которое насыпается навеска сухого грунта, затем сито медленно протаскивается вверх, создавая тем самым плотность структуры образца, близкую к минимальной.

в) Через трубку *28* и датчик порового давления в камеру подается вода под небольшим давлением, до полного водонасыщения образца грунта.

Примечание. При загрузке грунта может быть использована и другая технология, позволяющая избежать операцию прокаливания. Влажный грунт помещается в мерный сосуд с водой и тщательно перемешивается с целью удаления воздуха. Измеряется объем V_1 и вес Q_1 сосуда с полученной суспензией. Затем измеряется вес Q_2 сосуда с чистой водой в том же объеме V_1. Вес $Q_{сух}$ при известном удельном весе грунта γ_s определяется из соотношения $Q_{сух}=(Q_1-Q_2)\ \gamma_s/(\gamma_s-\gamma_w)$. Для формирования образца стенки камеры удлиняются с помощью специальной цилиндрической насадки. В нее наливается вода, а взвешенный грунт отдельными порциями рассеивается под водой вблизи ее поверхности.

г) Поверхность грунта, засыпанного в камеру прибора, выравнивается, и на деформометр надевается перфорированный диск *26*, который слегка прижимается к поверхности образца.

д) Над камерой при помощи передвижной тележки-портала центрируется подвешенная к нему верхняя нагрузочная часть прибора. При этом шток-гильза *8* вместе со штампом *4* в нагрузочном устройстве с помощью гайки *24* предварительно приподнимаются и находятся в утопленном положении относительно нижнего торца нагрузочной части прибора.

е) В соответствии с имеющимся набором масс-грузов назначается нагрузка σ, меньшая, но близкая к нагрузке, намеченной программой испытания, и определяется соответствующий вес Q

инерционных масс-грузов. При этом используется соотношение $Q=\sigma_{ин}F-Q_0$ (п. 1.13). Определенная таким образом масса грузов устанавливается на тарелки *5* нагрузочного устройства прибора.

ж) Нагрузочная часть прибора вращением штурвала *11* при выведенном верхнем фиксаторе *18* и введенном нижнем фиксаторе *19* опускается вниз и при помощи откидных болтов скрепляется с камерой прибора.

Примечания: 1. При опускании нагрузочной части прибора необходимо придерживать ее, не допуская вращения вокруг вертикальной оси.

2. При скреплении нагрузочной части с камерой прибора следует наблюдать за тем, чтобы вес прибора не передавался на стол вибростенда. Передача этого веса может контролироваться перемещением стола вибростенда вниз от его нейтрального положения. При наличии такого перемещения прибор следует поднять (вывесить) вращением штурвала.

з) Вращением штурвала при выведенном нижнем фиксаторе и введенном верхнем фиксаторе на грунт опускаются шток-гильза и штамп, нагруженные инерционными массами-грузами. При испытании образцов оба фиксатора *18* и *19* находятся во введенном положении.

и) Недостающая часть статической нагрузки $\sigma-\sigma_{ин}$ (п. 4.11, *е*) восполняется пружиной *22*, которая сжимается гайкой *21* на величину, определяемую отношением $\Delta l_{пр}=(\sigma-\sigma_{ин})F/k_{п}$.

к) Производится подсоединение датчиков к измерительной аппаратуре; устанавливаются необходимые значения шунтов, добавочных сопротивлений, положения переключателей чувствительности измерительных каналов, после чего прибор готов к проведению испытаний.

Испытания динамической устойчивости структуры грунта

4.12. Комплекс испытаний одной разновидности грунта для одного значения частоты состоит из ряда серий опытов. Каждой серии опытов соответствует одна загрузка прибора грунтом весом $Q=Q_{сух}$ и одно из фиксированных значений σ. Каждому опыту (испытанию) соответствует фиксированное значение γ (высота образца).

В начале каждого опыта производится измерение длины деформетра и определяется показатель чувствительности измерительного канала деформаций. Измерение длины деформометра производится путем уравновешивания измерительного моста деформометра балансировочным устройством. При этом снимается показание мессуры балансировочного устройства $n_м$.

Для определения показателя чувствительности измерительного канала деформаций измерительный мост, с помощью перемещений штока (рис. 6) балансировочного устройства (на величину δn_1), приводится в неуравновешенное состояние так, чтобы световой луч на шкале осциллографа отклонился на определен-

ное число делений n_1. Отношение изменения показаний мессуры (в мкм) к отклонению светового луча (в мм) принимается за указанный показатель чувствительности $\eta_м = \delta n_1 / n_1$ (мкм/мм). Этот показатель используется в дальнейшем для определения чувствительности измерительного канала к деформациям (п. 5.2).

4.14. Прибор с образцом грунта, пригруженным заданной статической нагрузкой, подвергается вибрации с заданной частотой и постепенно (в пределах одной или нескольких минут) возрастающей амплитудой колебаний до тех пор, пока на экране осциллографа не будет отмечено возникновение необратимых деформаций скелета. После этого вибрация образца прекращается. Пример полученной таким образом осциллограммы приведен в приложении на рис. 7.

4.15. После проведения каждого испытания штамп и инерционные массы приподнимаются с поверхности образца (вращением штурвала при введенном верхнем фиксаторе и выведенном нижнем), и ударами по камере осуществляется переформирование структуры грунта с ее переходом в более плотное состояние, при котором проводится следующий опыт (примечание 1 к п. 4.4).

4.16. При проведении испытаний динамической устойчивости структуры на осциллографе записываются: колебания нагрузочного штампа, колебания стола вибростенда и динамические деформации образца.

4.17. В журнале фиксируются:

характеристика образца грунта (инв. №, название объекта, место взятия пробы и т. п.);

дата;

номер серии испытаний с одним образцом (одной засыпкой грунта);

характеристики прибора ($v_б$; $l_б$; A; B; η_α^f; $\eta_р$) и исходные данные серии (σ; $\sigma_{ин}$; f; $Q_{сух}$; $n_{мб}$);

номер опыта (испытания);

исходные данные опыта ($n_м$ и $\eta_м$).

Осциллографические записи маркируются номером серии, номером опыта и датой.

4.18. Следующие циклы испытаний с другими фиксированными значениями статической нагрузки $\sigma_{ст}$ проводятся аналогично.

Испытания по определению характеристик виброуплотняемости грунтов

4.19. Комплекс испытаний одной разновидности грунта для одного значения частоты колебаний состоит из групп серий опытов, каждая из которых характеризуется одним фиксированным значением σ. Каждая серия опытов проводится с одной навеской грунта массой $Q_{сух}$ (для образцов нарушенной структуры) и характеризуется одним фиксированным значением амплитуды ди-

намического воздействия ε_e. Серия состоит из отдельных опытов с фиксированным значением γ. Переход от одного значения γ к другому осуществляется по технологии, приведенной в п. 4.15.

4.20. При подготовке группы серий, серии испытаний и каждого отдельного опыта в соответствии с составленной программой испытаний устанавливаются следующие величины:

а) вес инерционных масс-грузов в группе серий в соответствии с выбранным значением σ (п. 4.11 е);

б) величины $Q_{\text{сух}}$ и $n_{\text{мб}}$ перед каждой серией опытов;

в) амплитуда деформаций в серии опытов в соответствии с выбранным значением ε_e по показанию стрелочного прибора (N_ε), присоединенного к измерительному каналу деформометра, или по ширине размыва соответствующего «зайчика» на осциллографе.

Примечание. При малых значениях амплитуды деформаций непосредственное ее определение трудно осуществимо вследствие высокого уровня электрических шумов. В этом случае для характеристики уровня динамического воздействия может быть использована амплитуда ускорений колебаний нагрузочного штампа (или показания стрелочного прибора в канале ускорений N_α). При этом назначенные программой испытаний уровни деформаций должны быть пересчитаны (хотя бы ориентировочно) в соответствующие уровни ускорений. Зависимости для такого пересчета устанавливаются в процессе испытаний при одновременной записи деформаций образца и ускорений колебания штампа или в результате специальных тарировочных опытов. Следует отметить, что связь между указанными ускорениями и деформациями образца зависит от веса используемых масс-грузов. Однозначная связь имеется между деформацией и приведенными ускорениями $\alpha_{\text{пр}}$ образца, которые связаны с ускорениями колебаний штампа α соотношением:

$$\alpha = \frac{\sigma F}{(Q + Q_0)}\,\alpha_{\text{пр}}.$$

г) величины $n_{\text{м}}$ и $\eta_{\text{м}}$ перед каждым опытом.

4.21. Подготовленный к испытанию прибор с образцом грунта подвергается вибрации с заданной частотой и амплитудой, обеспечивающей необходимый уровень ускорений грузов или упругих деформаций образца. Установление постоянной амплитуды колебаний прибора должно осуществляться по возможности в более короткий отрезок времени. Длительность колебаний образца назначается равной 0,5—1 мин.

4.22. При исследовании виброуплотняемости грунтов на осциллографе записываются ускорения колебаний нагрузочного штампа с инерционными массами-грузами, ускорения колебаний вибростола, колебания порового давления, динамические (упругие и необратимые) деформации образца. Пример осциллограммы без записи колебаний порового давления приведен в приложении на рис. 12.

Примечания: 1. В связи с большой чувствительностью канала деформаций даже незначительное уплотнение образца может сопровождаться уходом светового луча за пределы шкалы осциллографа. Во избежание этого нежелательного явления в процессе опыта и по мере необходимости световой

«зайчик» канала деформаций с помощью балансировочного устройства переводится из конца шкалы осциллографа в ее начало.

2. Датчик порового давления используется для контроля допустимого увеличения порового давления в образце водонасыщенного грунта, которое не должно превышать нескольких процентов от величины статической нагрузки. Ранее проведенные опыты показывают, что недопустимо высокие значения порового давления приближенно соответствуют случаю чрезмерного увеличения скорости уплотнения образца, которое при уменьшении γ в виде излома отмечается на первоначально линейной зависимости $\varepsilon_{p0}(\gamma)$, полученной в результате испытаний на виброуплотнение при $\sigma=\text{const}$ и $\varepsilon_e=\text{const}$. В некоторых случаях эта особенность поведения грунта дает возможность обходиться без контроля порового давления.

4.23. В журнале фиксируются:

характеристика образца грунта;

номер группы серий, характеристики прибора ($v_б$, $l_б$, A, B, η_α, $\eta_р$) и исходные данные группы серий (σ, $\sigma_{ин}$, f);

дата проведения серии опытов, ее номер и исходные данные ($Q_{сух}$, $n_{мб}$, N_ε или N_α);

номер опыта и его исходные данные $n_м$ и $\eta_м$.

Осциллографическая запись маркируется номером группы, номером серии, номером опыта и датой проведения испытаний.

5. ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ

5.1. Объемный вес образца грунта γ для каждого опыта определяется по формуле:

$$\gamma=\frac{Q_{сух}}{v}, \tag{12}$$

где объем образца v вычисляется из соотношения:

$$v=v_б-A\cdot B(n_м-n_{мб}). \tag{13}$$

5.2. Чувствительность измерительного канала деформаций определяется по формуле (п. 4.12):

$$\eta_{l_\varepsilon}=B\frac{\eta_м}{l}, \tag{14}$$

где высота образца l вычисляется из соотношения:

$$l=l_б-B(n_м-n_{мб}). \tag{15}$$

5.3. Предельные (критические) значения ускорений колебаний нагрузочного штампа n_α, а также амплитуда упругих относительных деформаций n_ε определяются по амплитудам их записи на осциллограмме в момент времени, соответствующий началу необратимых деформаций образца (рис. 7 в приложении). Измеренные на осциллограммах амплитуды n_α и n_ε пересчитываются в истинные значения определяемых величин α и ε_e с помощью соответствующих тарировочных коэффициентов (чувствительности измерительных каналов) $\alpha=\eta_\alpha^f n_\alpha$ и $\varepsilon_e=\eta_\varepsilon n_\varepsilon$.

Примечание. Амплитуда ускорений колебаний штампа α используется при определении критических амплитуд упругих деформаций ε_e в слу-

чае их малых значений, сравнимых с уровнем электрических шумов измерительного канала. Тогда, начиная с больших амплитуд колебаний в конце осциллографической записи, строится кривая зависимости $\varepsilon_e(\alpha)$, которая интерполируется в область малых значений ε_e и α с учетом нулевой точки, где $\varepsilon_e=\alpha=0$. По осциллограмме определяется критическое значение $\alpha_{кр}$, а по $\alpha_{кр}$ и указанной кривой — величина $\varepsilon_{e\,кр}$.

5.4. Результаты испытаний динамической устойчивости структуры грунтов представляются в виде графиков зависимости $\varepsilon_{e\,кр}$ от γ или D для ряда фиксированных значений статической нагрузки σ (рис. 8 в приложении).

Примечание. Для грунтов малой влажности результаты испытаний при необходимости могут быть представлены в виде зависимостей $\tilde{\sigma}_{кр}=\tilde{\sigma}_{кр}(\gamma, \sigma)$ или $\alpha_{пр.\,кр}=\alpha_{пр.\,кр}(\gamma, \sigma)$, где величины $\tilde{\sigma}$ и $\alpha_{пр}$ определяются по ускорениям колебаний нагрузочного штампа α:

$$\tilde{\sigma}=(Q+Q_0)\,\alpha/Fg \quad \text{и} \quad \alpha_{пр}=\tilde{\sigma}g/\sigma.$$

5.5. При испытаниях по определению характеристик виброуплотнения амплитуды n_α и n_ε измеряются на участке осциллографической записи установившихся колебаний. Величины γ, η_ε, α и ε_e также определяются по соотношениям, приведенным в п. 5.1—5.3.

5.6. Способ обработки осциллограмм при определении характеристик виброуплотнения грунтов (в предположении об экспоненциальной зависимости затухания осадок во времени — п. 1.10) показан на рис. 12 в приложении.

На записи кривой необратимых деформаций, которой соответствует зигзагообразная (из-за вынужденных смещений луча к началу шкалы) линия (средняя или огибающая амплитуды колебаний обратимых деформаций) выбираются две точки для двух моментов времени t_1 и $t_2=2t_1$, отсчитываемых от момента установления амплитуды колебаний t_0. Для указанных моментов времени t_1 и t_2 по огибающей линии определяются разности показаний деформометра Δn_1 и Δn_2 за некоторый промежуток времени Δt, а затем величины $\dot{n}_1=\Delta n_1/\Delta t$ и $\dot{n}_2=\Delta n_2/\Delta t$. Величина $\dot{n}_1$, а также отношение $\dot{n}_1/\dot{n}_2$ используются для определения показателя затухания деформаций:

$$\lambda=\frac{1}{t_1}\ln(\dot{n}_1/\dot{n}_2) \tag{16}$$

и максимальной скорости деформации уплотнения:

$$\dot{\varepsilon}_{p0}=\eta_\varepsilon\frac{\dot{n}_1^2}{\dot{n}_2}. \tag{17}$$

5.7. Результаты исследований виброуплотняемости грунтов представляются в виде семейства кривых зависимости $\dot{\varepsilon}_{p0}$ от γ или D при различных уровнях динамического воздействия ε_e и фиксированном значении σ (рис. 13 в приложении).

Полный цикл исследований должен содержать набор семейств кривых для различных значений σ (рис. 14 в приложении). При подготовке данных для расчета порового давления составляется таблица зависимости $\varepsilon_{p0}(\sigma, \varepsilon_e)$ для одного из фиксированных значений объемного веса γ_0.

Показатель затухания λ по результатам испытаний представляется как средняя величина всех измерений на одной частоте динамического воздействия.

5.8. Результаты измерения ускорений колебаний нагрузочного штампа α и деформаций ε_e, полученные при динамических дренированных, т. е. при отсутствии заметного в сравнении с σ увеличения порового давления, испытаниях грунтов на виброуплотняемость, могут быть использованы для определения зависимости модуля упругости при одноосном сжатии $E_c = \tilde{\sigma}/\varepsilon_e = \frac{\sigma_{ин}^{\alpha}}{g\varepsilon_e}$ от статической нагрузки σ, интенсивности динамических воздействий ε_e и объемного веса γ.

Примечания: 1. Указанная зависимость входит в исходные данные для расчета порового давления и должна определяться при подготовке этих данных. В общем случае представляется таблица зависимости $E_c(\sigma, \varepsilon_e)$, так как по предварительным данным исследований существенной зависимости $E_c = E_c(\gamma)$ не было установлено. В диапазоне малого изменения ε_e и ограниченных значений σ она может выражаться в аналитическом виде:

$$E_c = E_0 + A\sigma,$$

где E_0 и A — экспериментальные постоянные.

2. При наличии соответствующей, достаточно растянутой во времени записи ускорений масс-грузов и упругой деформации образца можно получить сдвиг фазы между колебаниями $\tilde{\sigma}$ и ε_e, по величине этого сдвига фаз определить характеристики затухания колебаний в исследуемом грунте.

3. В случае невозможности обеспечения условий дренирования водонасыщенных образцов при их динамических испытаниях рекомендуется определение зависимости $E_c = E_c(\sigma, \varepsilon_e, \gamma)$ производить на образцах грунтов малой влажности.

5.9. Зависимость $\gamma^*_{макс}(\sigma, \varepsilon_e)$ определяется по значениям γ в точках пересечения кривых зависимости $\varepsilon_{p0}(\gamma)$ для фиксированных значений ε_e и σ с осью γ (рис. 13 в приложении, где этим точкам соответствуют: $\gamma = 1{,}58$ тс/м^3 для кривой *5*, $\gamma = 1{,}59$ тс/м^3 для кривой *4* и т. д.). Для нахождения этой зависимости могут быть также использованы зависимости $\varepsilon_{e\,кр}(\sigma, \gamma)$, получаемые при испытании грунтов на динамическую устойчивость структуры.

6. ОЦЕНКА ДИНАМИЧЕСКОЙ УСТОЙЧИВОСТИ СТРУКТУРЫ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ СООРУЖЕНИЙ

6.1. Для оценки динамической устойчивости структуры грунтов на геологическом разрезе оснований фундаментов строятся: график зависимости расчетных значений амплитуды упругой де-

формации $\varepsilon_e(x)$ от глубины x и график зависимости $\varepsilon_{e\,кр}(x)$, учитывающий разнородность основания, изменение статической нагрузки $\sigma(x)$ и объемного веса $\gamma(x)$ или относительной плотности $D(x)$ с глубиной. При этом из различных вариантов возможных изменений $\varepsilon_e(x)$ и $\sigma(x)$, связанных с изменением уровня грунтовых вод или режима колебаний фундамента, выбирается наихудший с точки зрения обеспечения динамической устойчивости грунтов основания.

6.2. Грунтовое основание фундамента считается динамически устойчивым, если ни на одном из его горизонтов величина $\varepsilon_e(x)$ не превосходит критических значений $\varepsilon_{e\,кр}(x)$.

6.3. При наличии в основании зон, в которых значения ε_e превосходят $\varepsilon_{e\,кр}$, производятся дополнительные оценки устойчивости грунтов на основе определения величины осадок грунта и подошвы фундамента сооружения, а также на основе расчетов избыточных давлений в поровой воде, если в основании фундамента имеется связанная с разжижением опасность снижения эффективных напряжений ниже нормы.

6.4. В грунтах малой влажности расчет осадок производится непосредственно по данным исследования их виброуплотнения. Относительная деформация уплотнения в каждой точке по глубине основания определяется из соотношения

$$\varepsilon_p(x) = \frac{1}{\lambda}\,\dot{\varepsilon}_{p0}(\sigma,\ \gamma,\ \tilde{\varepsilon}_e), \tag{18}$$

где σ, γ, $\tilde{\varepsilon}_e$ — характеристики состояния грунта в рассматриваемой точке основания, являющиеся функциями глубины x.

Полная конечная осадка поверхности основания определяется с помощью зависимости

$$\delta h_к = \int_0^H \varepsilon_p(x)\,dx, \tag{19}$$

где H — глубина «активной зоны», ниже которой необратимые деформации скелета грунта отсутствуют.

Интегрирование производится графически или другим численным способом.

6.5. В водонасыщенных грунтах в общем случае расчет осадок производится с учетом развития избыточного порового давления по методике, изложенной в разделе 7.

6.6. Расчет осадок в водонасыщенных грунтах допускается производить по зависимости п. 6.4, если выполняются соотношения:

для случаев расположения уровня грунтовых вод выше уровня подошвы фундамента, а также при наличии водоупорных горизонтов, покрывающих полностью водонасыщенные слои слабосвязных грунтов:

$$\left(\frac{\delta\dot{\varepsilon}_{p0}}{\delta\sigma}\right)_{макс} < 0{,}1\,\frac{\lambda\beta}{E_c}; \tag{20}$$

для случаев расположения уровня грунтовых вод ниже подошвы фундамента или водоупора (на глубине, в несколько раз превышающей величину ожидаемой осадки):

$$\left(\frac{\delta\dot{\varepsilon}_{p0}}{\delta\sigma}\right)_{\text{макс}} < 0{,}2\,\frac{k_{\text{ф}}}{\gamma_w H^2}, \tag{21}$$

где $\frac{\delta\dot{\varepsilon}_{p0}}{\delta\sigma}$ — изменение скорости относительного уплотнения $\dot{\varepsilon}_{p0}$ с изменением статического напряжения, определенное как тангенс угла наклона касательной к кривой зависимости $\dot{\varepsilon}_{p0}(\sigma)$ при $\varepsilon_e = \text{const}$ в точке заданного значения σ; $\left(\frac{\delta\dot{\varepsilon}_{p0}}{\delta\sigma}\right)_{\text{макс}}$ — максимальное значение указанного изменения в диапазоне σ и ε_e, действующих в «активной зоне» водонасыщенного грунта; H — мощность «активной зоны».

6.7. Окончательная оценка динамической устойчивости грунтов основания по осадкам производится на основе сопоставления значений расчетных осадок подошвы фундамента с их допустимой величиной.

6.8. Расчет избыточного порового давления для оценок динамической устойчивости грунтов по величинам допустимого снижения эффективных напряжений в основании фундамента производится одновременно с расчетом осадок по методике раздела 7.

6.9. При выполнении условий п. 6.6 расчет избыточного порового давления может не производиться, если

для случая водоупорной кровли:

$$|\dot{\varepsilon}_{p\,\text{макс}}| < \frac{\beta\lambda}{E_c}\,|\delta\sigma^0|, \tag{22}$$

для случая расположения уровня грунтовых вод внутри слоя уплотняемого грунта:

$$|\dot{\varepsilon}_{p\,\text{макс}}| < \frac{3k_{\text{ф}}}{\gamma_w H}\,|\delta\sigma^0|, \tag{23}$$

где $\delta\sigma^0$ — допустимое снижение эффективных напряжений в водонасыщенной части грунтового основания; $\dot{\varepsilon}_{p\,\text{макс}}$ — максимальная величина скорости относительного уплотнения $\dot{\varepsilon}_{p0}$ в основании фундамента.

6.10. При оценке динамической устойчивости грунтов основания по допустимому уровню снижения эффективных напряжений σ основание считается устойчивым, если избыточное поровое давление U или связанное с ним изменение эффективного напряжения $\delta\sigma(U=\delta\sigma)$ не превосходят допустимую величину $\delta\sigma^0$.

6.11. Допустимое снижение эффективных напряжений назначается из условий обеспечения устойчивости основания к статическим нагрузкам.

7. РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТА И ЭФФЕКТИВНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТАХ ОСНОВАНИЯ С УЧЕТОМ РАЗВИТИЯ В НИХ ИЗБЫТОЧНОГО ПОРОВОГО ДАВЛЕНИЯ

7.1. Расчет избыточных давлений в поровой воде водонасыщенных грунтовых оснований под фундаменты производится на основе решения дифференциального уравнения [7]:

$$\frac{\partial U}{\partial t} - C^2 \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} = \frac{E_c(\sigma, \varepsilon_e)}{\beta} \dot{\varepsilon}_{p0}(\sigma, \varepsilon_e, \gamma) e^{-\lambda t^*}, \qquad (24)$$

где t^* — время действия динамических деформаций ε_e, превышающих их критическое значение. Указанное время может отличаться от текущего времени t.

7.2. Уравнение (24) решается методом конечных разностей при нулевых начальных и соответствующих поставленной задаче граничных условиях. В связи с этим оно представляется в виде:

$$U_{i,\,j+1} = U_{i,\,j} + \alpha (U_{i-1,\,j} - 2U_{i,\,j} + U_{i+1,\,j}) + \frac{E_c(i)}{\beta(i)} \dot{\varepsilon}_{p0}(i) e^{-\lambda t^*(i)} \Delta t, \qquad (25)$$

где i — номер шага по координате; j — номер шага во времени; $\alpha = \frac{C^2 \Delta t}{\Delta x^2} \leqslant 0{,}2$; Δx и Δt — приращения (на каждом шаге) координаты x и времени t; $E_c(i)$, $\beta(i)$ и т. д. — значения соответствующих величин в точках с координатой $x = i\Delta x$.

7.3. Граничные условия на контакте водонасыщенного грунта с водоупором представляются в виде равенства $U_{i-1,\,j} = U_{i+1,\,j}$, а на границе, совпадающей с уровнем грунтовых вод, в виде $U_{i,\,j} = U_{i-1,\,j} = 0$, если точка с координатой $(i-1)$ находится вне водонасыщенной области основания.

7.4. Значения $E_c(i)$, $\beta(i)$, $\dot{\varepsilon}_{p0}(i)$, входящие в уравнения (25), а также значения $\gamma^*_{\text{макс}}(i)$, используемые для вычисления $t^*(i)$ и $\dot{\varepsilon}_{p0}(\gamma)$, определяются по экспериментальным зависимостям $E_c(\sigma, \varepsilon_e)$, $\dot{\varepsilon}_{p0}(\sigma, \varepsilon_e, \gamma_0)$, $\gamma^*_{\text{макс}}(\sigma, \varepsilon_e)$ в соответствии с соотношениями $\varepsilon_e = \varepsilon_e(x)$, $\gamma = \gamma(x)$ и $\sigma = \sigma(x)$, которые устанавливаются расчетным путем или на основе инженерно-геологических изысканий.

В частности, $\varepsilon_e(x)$ вычисляется по соотношениям (5—11), а начальные (при $t = 0$) статические эффективные напряжения по соотношению:

$$\sigma(x, 0) = \sigma_0 + \begin{cases} \int_0^x \gamma(x)\, dx & \text{при } x < x_1 \\ \int_0^{x_1} \gamma(x)\, dx + \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right) \int_{x_1}^x \gamma(x)\, dx & \text{при } x > x_1, \end{cases} \qquad (26)$$

где σ_0 — эффективное напряжение под подошвой фундамента; x_1 — координата уровня грунтовых вод.

При использовании ЭВМ зависимости $E_c(\sigma, \varepsilon_e)$, $\dot{\varepsilon}_{p0}(\sigma, \varepsilon_e, \gamma_0)$ и $\gamma^*_{\text{макс}}(\sigma, \varepsilon_e)$ представляются в виде табличных данных, допускающих линейную интерполяцию. Пересчет значений $\dot{\varepsilon}_{p0}(\sigma, \varepsilon_e, \gamma_0)$ на значения, соответствующие требуемым значениям $\gamma \neq \gamma_0$, осуществляется по формуле:

$$\dot{\varepsilon}_{p0}(\sigma, \varepsilon_e, \gamma) = \dot{\varepsilon}_{p0}(\sigma, \varepsilon_e, \gamma_0) \frac{\gamma^*_{\text{макс}}(x) - \gamma(x)}{\gamma^*_{\text{макс}}(x) - \gamma_0(x)}. \tag{27}$$

Величина $t^*(x)$ определяется длительностью интервалов времени, в пределах которых $\gamma(x) < \gamma^*_{\text{макс}}(x)$.

7.5. При расчете после каждого шага во времени по полученному значению $U_{i,j+1}$ определяется измененное значение статического эффективного напряжения:

$$\sigma_{i,\,j+1} = \sigma_{i,\,j} - U_{i,\,j+1}. \tag{28}$$

В соответствии с этим значением определяются новые, скорректированные значения $E_c(x)$, $\dot{\varepsilon}_{p0}(x)$ и $\gamma^*_{\text{макс}}(x)$. Величина ε_e при этом считается не зависящей от σ и не корректируется. По вновь определенным значениям $E_c(x)$, $\dot{\varepsilon}_{p0}(x)$ и $\gamma^*_{\text{макс}}(x)$ определяются новые значения коэффициентов α, E_c/β, величины $t^*(x)$ и по уравнению (25) значения $U_{i,j+2}$ для следующего шага во времени.

7.6. Расчет осадок при развитии избыточных давлений в поровой воде основания производится одновременно с расчетом порового давления и изменения эффективных напряжений. При этом приращение полных, консолидированных осадок на каждом шаге во времени определяется соотношением

$$(\delta h_{\text{п}})_{j+1} - (\delta h_{\text{п}})_j = (\Delta h_{\text{п}})_j = \Delta t \int_0^H [\dot{\varepsilon}_{p0}(x)]_j \, e^{-\lambda t_j^*(x)} dx, \tag{29}$$

а приращение реализированных осадок — соотношением

$$(\delta h)_{j+1} - (\delta h)_j = (\Delta h_{\text{п}})_j - \int_{x_1}^{H} \frac{U_{j+1}(x) - U_j(x)}{E_{cj}(x)} dx, \tag{30}$$

где H — глубина рассматриваемой толщи грунта, включающей в себя «активную зону».

Конечная осадка фундамента $\delta h_{\text{к}}$ определяется суммированием во времени приращений $(\Delta h_{\text{п}})_j$. При этом интервал времени суммирования может быть определен либо из условия отсутствия дальнейших приращений $\Delta h_{\text{п}}$, либо из условия $\lambda t^* > (3—5)$.

7.7. Расчет избыточного порового давления производится по специальной программе (шифр «Избыток») на языке «Алгол» с помощью ЭЦВМ-222, составленной во ВНИИГе.

Примечания: 1. Указанный расчет осадок производится в том случае, когда избыточное поровое давление во всех точках основания по глубине не превосходит величины допустимого снижения эффективных напряжений. При невыполнении этого условия основание следует считать динамически неустойчивым.

2. Изложенные в разделах 6 и 7 методы расчета осадок и порового давления применимы также и для случаев, предусмотренных п. 1.3, когда экспериментально установленная зависимость $\dot{\varepsilon}_p = \dot{\varepsilon}_p\ (\sigma,\ \varepsilon_e,\ \gamma,\ t)$ отличается от зависимости (4).

Приложения

ПРИМЕРЫ ОЦЕНКИ ДИНАМИЧЕСКОЙ УСТОЙЧИВОСТИ СТРУКТУРЫ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ПОД ФУНДАМЕНТЫ ТУРБОАГРЕГАТОВ

Приложение 1

ПРИМЕР ОЦЕНКИ ДИНАМИЧЕСКОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ОСНОВАНИЯ ПО КРИТИЧЕСКИМ ДЕФОРМАЦИЯМ

1) *Исходные данные:* геологическое строение основания, характеристики грунтов, статические и динамические нагрузки.

В основании фундамента залегает слой моренной глины мощностью 4,0—5,5 м и ниже водонасыщенные пески общей мощностью 12—14 м, подстилаемые коренными нижнетриасовыми глинами мощностью до 120 м.

Песчаные отложения представлены в основном среднезернистыми (верхний слой мощностью 5—6 м с $D=0{,}6$—$0{,}7$) и мелкозернистыми (средний слой мощностью 4,5—5,0 м с $D=0{,}7$—$0{,}8$) песками. Два нижних слоя этих отложений сравнительнно малой мощности 1,5—2,0 м содержат среднезернистые пески с $D=0{,}57$—$0{,}80$ и крупнозернистые пески с $D=0{,}4$—$0{,}5$.

В основании имеется напорный горизонт, приуроченный к песчаным подморенным отложениям. Величина напора над водоупорной кровлей этого горизонта составляет 7,3—8,7 м, в среднем 8,0 м.

Данные о разрезе основания и осредненных характеристиках грунтов каждого слоя представлены в табл. 1. К числу потенциально неустойчивых отнесены слабосвязные грунты слоев 2, 3 и 4.

Статические нагрузки, передаваемые на грунт фундаментом, в зависимости от вариантов выбора толщины фундаментной плиты и веса технологического оборудования составляют в среднем $\sigma_0=(1{,}50\div 1{,}75)$ кгс/см^2.

Динамические воздействия на грунт со стороны фундамента характеризуются амплитудой u_0, не превышающей 10 мкм, и частотами колебаний $f_1=50$ Гц и $f_2=100$ Гц.

2) *Расчет статических нагрузок.* Напряжения в основании от собственного веса фундамента, оборудования и вышележащего

Таблица 1

Физико-механические характеристики грунтов

№ слоя	Наименование грунта	Глубина подошвы, м	Стратиграфический индекс	Удельный вес γ_s, тс/м³	Объемный вес				Относительная плотность D	Пористость n	Коэффициент фильтрации, $k_ф$, м/с	Модуль деформации E, кгс/см²	Коэффициент Пуассона ν	Угол внутреннего трения φ, град	Сцепление c, кгс/см²	Скорость продольных волн v_p, м/с	Коэффициент отражения k_l°	Коэффициент преломления $k_l^п$	Длина волны λ_l, м
					$\gamma_{вд}$, тс/м³	γ, тс/м³	$\gamma_{макс}$, тс/м³	$\gamma_{мин}$, тс/м³											
1	Глина моренная	4	glQ_2^{ms}	—	1,88	1,43	—	—	—	—	$4{,}26\cdot10^{-10}$	300	0,42	18	0,39	1600	—0,006	0,994	$\lambda_{50}=32$ $\lambda_{100}=16$
2	Песок среднезернистый	10	$fglQ_2^{dn-ms}$	2,65	2,03	1,65	1,78	1,46	0,65	0,38	$20\cdot10^{-4}$	350 (500)	0,30	34	0,03	1500	0	1	$\lambda_{50}=30$ $\lambda_{100}=15$
3	Песок мелкозернистый	16	$fglQ_2^{dn-ms}$	2,65	2,04	1,68	1,76	1,47	0,75	0,36	$8{,}0\cdot10^{-5}$	350 (500)	0,30	36	0,04	1500	0	1	$\lambda_{50}=30$ $\lambda_{100}=15$
4	Песок среднезернистый и крупнозернистый	18	$fglQ_2^{dn-ms}$	2,70	2,07	1,70	1,80	1,50	0,70	0,37	$2{,}0\cdot10^{-4}$	350 (500)	0,30	36	0,02	1500	—0,115	0,885	$\lambda_{50}=30$ $\lambda_{100}=15$
5	Глина моренная	140	T. vt.	—	1,92	1,52	—	—	—	—	$1{,}45\cdot10^{-7}$	350 (500)	0,42	22	0,44	2000	—	—	$\lambda_{50}=40$ $\lambda_{100}=20$

Примечание. λ_{50} — длина волны при $f=50$ Гц; λ_{100} — то же при $f=100$ Гц.

грунта определяются с учетом действующего в нем напора грунтовых вод.

В песчаных отложениях эффективные напряжения следующие (здесь принято, что сжимающие напряжения $\sigma>0$):

$$\sigma=\sigma_0+\gamma_{вл\,1}h_1-\gamma_w H+\gamma_{взв}(x-h_1),$$

где $\gamma_{вл1}$ — объемный вес моренной глины в состоянии естественной влажности; h_1 — мощность слоя этой глины; $H=8$ м — напор над водоупорной кровлей водонасыщенного песка; $\gamma_{взв}$ — объемный вес взвешенного в воде песка (в среднем $\gamma_{взв}\approx1{,}05$ тс/м³); x — текущая глубина песчаной толщи.

Согласно этому соотношению статические эффективные напряжения в толще песчаных грунтов изменяются от

$$\sigma(h_1)=\sigma_0+(1{,}88\cdot4-1{,}0\cdot8)\cdot0{,}1=(\sigma_0-0{,}048)\ \text{кгс/см}^2\approx(1{,}45\div1{,}70)\ \text{кгс/см}^2$$

до

$$\sigma(h_4)=\sigma(h_1)+1{,}05\cdot14\cdot0{,}1=\sigma(h_1)+1{,}47\approx(2{,}90\div3{,}20)\ \text{кгс/см}^2.$$

3) *Расчет динамических воздействий.* В табл. 1 приложения приведены коэффициенты отражения и преломления для соответствующих границ раздела между смежными слоями основания и длины волн для двух заданных значений частоты колебаний фундамента. Ввиду малых (близких к нулю) значений коэффициентов отражения на границах между слоями 2 и 3, а также между слоями 3 и 4 при динамическом расчете слои 2, 3 и 4 можно рассматривать как один слой и расчетную схему основания представить в виде двух слоев на упругом полупространстве.

В песчаных отложениях наибольший коэффициент фильтрации приурочен к грунтам слоев 2 и 4 и равен $2{,}0\cdot10^{-4}$ м/с, поэтому при частоте $f=100$ Гц и тем более при 50 Гц

$$\frac{2\pi f k_ф}{ng}=\frac{2\pi\cdot100\cdot2\cdot10^{-4}}{0{,}35\cdot9{,}8}\approx4\cdot10^{-2}\ll1,$$

а при $f=50$ Гц и тем более при 100 Гц

$$\sqrt{\frac{E_c k_ф}{n\gamma_w f}}=\sqrt{\frac{1{,}5\cdot10^4\cdot2\cdot10^{-4}}{0{,}35\cdot1{,}05\cdot50}}\approx0{,}41\ \text{м},$$

Таблица 2

Расчет зависимости $\varepsilon_e(x)$ для $f = 50$ Гц

x, м	$\alpha = 2\pi \frac{h_1 + h_2 - x}{\lambda_2}$	$\cos\alpha$	$\cos^2\alpha$	$\sin^2\alpha$	$y_1^2 = \left(k_{23}^{\text{п}}\right)^2 \sin^2\alpha$	$y_2^2 = \left(1 - k_{23}^{0}\right)\cos^2\alpha$	$\sqrt{y_1^2 - y_2^2}$	$\left[\varepsilon_e = \varepsilon_0 \sqrt{y_1^2 + y_2^2}\right] \cdot 10^6$
4	$1{,}2\pi$	—0,8090	0,6545	0,3455	0,2705	0,8135	1,0410	1,951
7	$1{,}0\pi$	—1,0	1	0	0	1,243	1,1150	2,090
10	$0{,}8\pi$	—0,8090	0,6545	0,3455	0,2705	0,8135	1,0410	1,951
13	$0{,}6\pi$	—0,3090	0,0955	0,9045	0,7082	0,1187	0,9093	1,704
14,5	$0{,}5\pi$	0	0	1	0,7830	0	0,8849	1,658
16	$0{,}4\pi$	0,3090	0,0955	0,9045	0,7082	0,1187	0,9093	1,704
18	$0{,}8\pi/3$	0,6691	0,4477	0,5523	0,4324	0,5565	0,9944	1,864

что меньше толщины любого из слоев песчаного грунта.

Следовательно, при расчете динамических деформаций могут быть использованы соотношения п. 2.5.

Расчет начинается с определения величины $z_0=\sqrt{z_R^2+z_I^2}$. В случае $f=50$ Гц значения

$$z_R=0{,}885\left[\cos 2\pi\left(\frac{18}{30}+\frac{4}{32}\right)-0{,}006\cos 2\pi\left(\frac{18}{30}-\frac{4}{32}\right)\right]=$$

$$=0{,}885\left[\cos\frac{29}{20}\pi-0{,}006\cos\frac{19}{20}\pi\right]=-0{,}1328,$$

$$z_I=-(1{,}115)\left[\sin\frac{29}{20}\pi-0{,}006\sin\frac{19}{20}\pi\right]=1{,}1023,$$

и поэтому $z_0=1{,}110$.

Схему и результаты дальнейшего расчета удобно представить в виде табл. 2, где

$$\left(k_{23}^{\text{п}}\right)^2=(0{,}885)^2=0{,}783,$$

$$\left(1-k_{23}^{0}\right)^2=(1{,}115)^2=1{,}243,$$

$$\varepsilon_0=\frac{2\pi}{\lambda_2}\,\frac{k_{12}^{\text{п}}u_0}{z_0}=\frac{2\pi}{30}\,\frac{0{,}994\cdot 10^{-5}}{1{,}30}=1{,}874\cdot 10^{-6}.$$

В табл. 3 представлены результаты аналогичного расчета для $f=100$ Гц (в этом случае $\lambda_1=16$ м, $\lambda_2=15$ м, $z_0=0{,}9149$, $\varepsilon_0=4{,}549\cdot 10^{-6}$).

Таблица 3

Зависимость $\varepsilon_e(x)$ для $f=100$ Гц

x, м	4,0	5,5	7,0	8,5	10,0	10,75	11,50	13,0	14,5	16,0	18,0
$\varepsilon_e\cdot 10^6$	4,14	4,74	5,07	4,74	4,14	4,02	4,14	4,74	5,07	4,74	4,04

4) *Программа испытаний динамической устойчивости структуры грунтов.* Испытанию подвергаются грунты наиболее мощных слоев 2 и 3. Эти грунты подвержены статическим нагрузкам от 1,45 до 3,14 кгс/см^2, поэтому программой испытаний предусмотрены ступени этих нагрузок, равные 1,5; 2,0; 2,5; 3,0 и 3,5 кгс/см^2. Частоты динамических воздействий приняты равными 45 и 95 Гц (несколько смещенными относительно рабочих частот 50 и 100 Гц, чтобы исключить возбуждения при этих частотах в измерительных каналах и вибростенде).

5) *Подготовка установки и аппаратуры к испытаниям.* При подготовке установки и измерительной аппаратуры к испытаниям определены: $k_{\text{п}}=6$ кгс/мм; $F=248$ см$^2=2{,}48\cdot 10^{-2}$ м^2; $Q_0=13{,}15$ кгс; $v_{\text{б}}=1362{,}1$ см$^3=1{,}3621\cdot 10^{-3}$ м^3 при $l_{\text{б}}=53{,}1$ мм; $A=24{,}8$ см^3/мм$=24{,}8\cdot 10^{-6}$ м^3/мм; $B=1$ при $0{,}25<n_{\text{м}}<8{,}25$; $\eta_{\alpha}^{45}=4{,}5\cdot 10^{-3}$ g/мм; $\eta_{\alpha}^{95}=9{,}5\cdot 10^{-3}$ g/мм. Измерительный канал по-

Таблица 4

Пример журнальной записи серии испытаний песка на динамическую устойчивость структуры

Образец	Дата	Серия	Исходные данные серии	№ опыта	Исходные данные опыта		Расчет								
					$n_м$, мм	$\eta_м \cdot 10^2$, мкм/мм	$n_м - n_{мб}$, мм	$v \cdot 10^3$, м³	γ, тс/м³,	l, мм	$\eta_\varepsilon \cdot 10^6$, 1/мм	n_α, мм	n_ε, мм	$\alpha_{кр}$, доли g	$\varepsilon_{кр} \cdot 10^6$
Песок среднезернистый, слой 2	24.06.74	№ 14	$\sigma = 2{,}0$ кгс/см²	1	2,51	6/50	1,09	1,335	1,58	52,0	1,2	6,2	3,0	0,028	3,6
			$\sigma_{ин} = 0{,}724$ кгс/см²												
			$Q_{сух} = 2{,}11$ кгс	2	3,52	5/50	2,10	1,310	1,61	51,0	1,0	7,6	4,0	0,034	4,0
			$f = 45$ Гц												
			$v_б = 1362{,}1$ см³	3	4,77	5/50	3,35	1,279	1,65	49,8	1,0	10,0	6,0	0,045	6,0
			$l_б = 53{,}10$ мм												
			$A = 24{,}8$ см³/мм;	4	5,42	5/50	4,00	1,263	1,67	49,1	1,0	8,2	4,7	0,037	4,7
			$B = 1$												
			$n_{мб} = 1{,}42$ мм	5	6,31	6/50	4,89	1,241	1,70	48,2	1,2	9,0	6,3	0,040	7,6

рового давления при проведении испытаний в данном случае не использовался. Определены вес грузов и необходимая сила сжатия пружины для заданных значений статической нагрузки.

Приведенные данные относятся к серии испытаний среднезернистого песка из слоя 2 при $\sigma = 2{,}0$ кгс/см^2. Для этого случая сила, сжимающая образец грунта, должна быть равна $\sigma \cdot F = 2{,}0 \cdot 248 = 496$ кгс. При весе грузов 170 кг или общем весе с учетом деталей нагрузочного устройства $Q + Q_0 = 183{,}15$ кгс инерционная нагрузка должна составлять $\sigma_{ин} = (Q + Q_0)/F = 183{,}15/248 = 0{,}72$ кгс/см^2. Недостающая сила $496 - 183{,}15 = 312{,}85$ кгс должна быть восполнена пружиной, сжатой на $312{,}85/6 = 52{,}1$ мм.

В ходе подготовки серии опытов с $\sigma = 2{,}0$ кгс/см^2 произведена навеска сухого (прокаленного) песка (среднезернистого песка из слоя 2) весом $Q_{сух} = 2{,}110$ кгс, а также с помощью калибровочного цилиндра ($l_б = 53{,}1$ мм) установлено базовое показание мессуры балансировочного устройства $n_{мб} = 1{,}42$ мм.

6) *Испытания.* После загрузки прибора песком, его водонасыщения и установления статической нагрузки определены: начальное показание мессуры $n_м = 2{,}51$ мм и показатель чувствительности измерительного канала деформаций $\eta_м = 6 \times 10^{-2}$ мкм/мм. Указанные величины определялись в дальнейшем перед каждым из опытов серии. Результаты этих определений вместе с исходными данными серии опытов, номером серии, датой проведения испытаний и другими данными занесены в журнал. Пример этой журнальной записи приведен в табл. 4 приложения. При этом показатель чувствитель ости в журнале записан в виде дроби $\eta_м/R_ш$, где в знаменателе указано сопротивление шунта гальванометра. Приведенная в таблице серия испытаний содержала 5 опытов с одной навеской грунта и пятью значениями высоты образца, т. е. с пятью различными значениями объемного веса γ. Переход от одной плотности скелета к другой осуществлялся по технологии, изложенной в п. 4.4 основного текста.

Каждый опыт производился при постепенном увеличении амплитуды колебаний вибростенда в соответствии с методикой, изложенной в п. 4.14. Осциллографическая запись, полученная после каждого опыта, маркировалась номером серии, номером опыта и датой, например, запись опыта 1 из табл. 4 маркирована надписью 14-1.24.06.74 (рис. 7).

7) *Обработка результатов испытаний.* Величины v, γ, l и η_ε в табл. 4 вычислены по соотношениям п. 5.1 и 5.2. Например, для первой строки этой таблицы: $v = v_б - AB\,(n_м - n_{мб}) = 1362{,}1 - 24{,}8 \cdot 1 \cdot 1{,}09 = 1335$ см$^3 = 1{,}335 \cdot 10^{-3}$ м^3.

$$\gamma = Q_{сух}/v = 2{,}11 \cdot 10^{-3}/1{,}335 \cdot 10^{-3} = 1{,}58 \text{ тс/м}^3,$$

$$l = l_б - B\,(n_м - n_{мб}) = 53{,}1 - 1{,}09 \approx 52 \text{ мм},$$

$$\eta_\varepsilon = B\,\frac{\eta_м}{l} = 1 \cdot \frac{6 \cdot 10^{-2} \cdot 10^{-3}}{52} \approx 1{,}2 \text{ 1/мм}.$$

Далее по осциллограмме измерены амплитуды записи ускорений колебания инерционной массы-груза — n_α и амплитуда записи деформаций n_ε в тот момент, когда на осциллограмме возникло отклонение средней линии упругих деформаций от го-

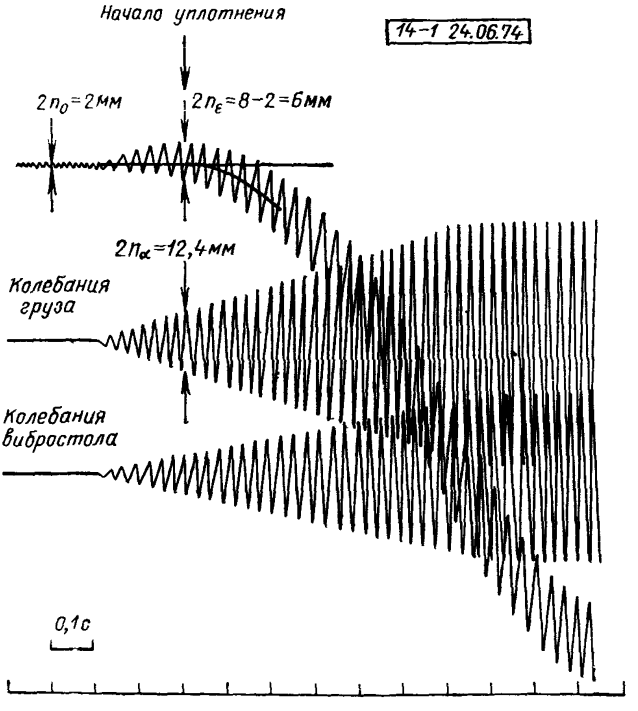


Рис. 7. Пример осциллограммы испытания грунтов на динамическую устойчивость структуры.

ризонтальной прямой. Результаты этих измерений внесены в соответствующие графы табл. 4. Величины $\alpha_{кр}$ и $\varepsilon_{e\,кр}$ определены умножением n_α и n_ε на соответствующие величины чувствительности γ_α^{50} и $\gamma_{l\varepsilon}$ ($\alpha_{кр} = 6{,}2 \cdot 4{,}5 \cdot 10^{-3} \approx 0{,}028g$; $\varepsilon_{e\,кр} = 1{,}2 \cdot 10^{-6} \times \times 3 = 3{,}6 \cdot 10^{-6}$).

Вычисленные значения $\varepsilon_{e\,кр}$ и γ в виде отдельных точек (для приведенного выше примера эти точки обозначены треугольником) наносятся на координатную сетку зависимости $\varepsilon_{e\,кр}(\gamma)$, представленную на рис. 8.

На эту же сетку наносятся и другие точки, полученные в других сериях испытаний с тем же значением $\sigma = 2{,}0$ кгс/см^2.

Полученное в результате такой операции поле точек огибается снизу кривой линией, которая принимается за график экспериментальной зависимости $\varepsilon_{e\,кр}(\gamma)$ для данного фиксированного значения σ. Пример такого графика также приведен на рис. 8.

Аналогичные графики строятся и для других назначенных программой испытаний фиксированных значений σ.

Для удобства дальнейших построений по этим графикам строятся графики зависимости $\varepsilon_{e\,кр}$ от σ для фиксированных значений γ или D, которые имеют место в рассматриваемых слоях грунтового основания. Например, на рис. 9 такие зависимости в

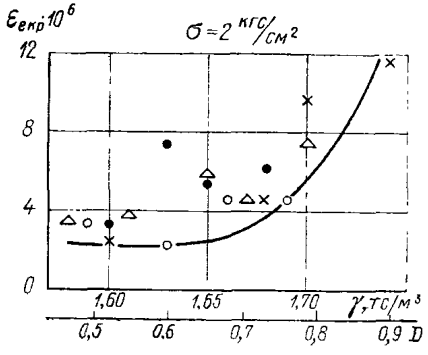


Рис. 8. График зависимости ε_e от γ (или D) при σ=0,2 МПа для песка слоя 2 (табл. 1).

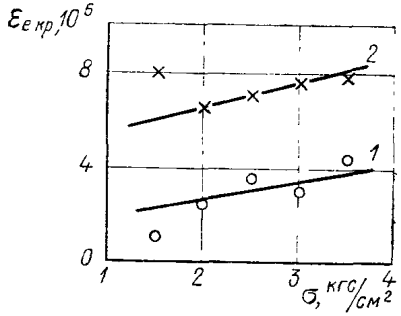


Рис. 9. Графики зависимости $\varepsilon_{e\,кр}$ от σ для двух разновидностей песка
1—песок среднезернистый слоя 2 и 4 при D=0,65; *2*—песок мелкозернистый слоя 3 при D=0,75.

соответствии с табл. 1 построены: для среднезернистого песка слоя 2 при $D=0{,}65$, а для мелкозернистого песка слоя 3 при $D=0{,}75$.

8) *Оценка динамической устойчивости структуры.* Оценка динамической устойчивости структуры грунтов основания производится на основе сравнения действующих в основании динамических деформаций с их критическими значениями. Для удобства такого сравнения на геологическом разрезе основания строится координатная сетка зависимости ε_e от глубины x. Пример такой сетки приведен на рис. 10. С помощью данных табл. 2 и табл. 3 на этой сетке строятся графики распределения по глубине амплитуды действующих в основании деформаций, которые обусловлены колебанием фундамента с частотой 50 Гц (кривая *1* на рис. 10) и с частотой 100 Гц (кривая *4*).

Кроме того, на этой же сетке с использованием данных о распределении статических напряжений по глубине основания и данных рис. 9 строятся графики распределения по глубине критических значений амплитуды деформаций. На рис. 10 кривая *2* в слое 2, кривая *5* в слое 3 и кривая *7* в слое 4 соответст-

вуют случаю проектной нагрузки по подошве фундамента $\sigma_0 = 1{,}5$ кгс/см^2, а пунктирные кривые *3*, *6* и *8* в тех же слоях — случаю проектной нагрузки $\sigma_0 = 1{,}75$ кгс/см^2. Два крайних значения этой нагрузки были заданы в качестве исходных данных для различных вариантов выбора толщины плиты и веса оборудования (п. 2 настоящего приложения). Сравнение критических

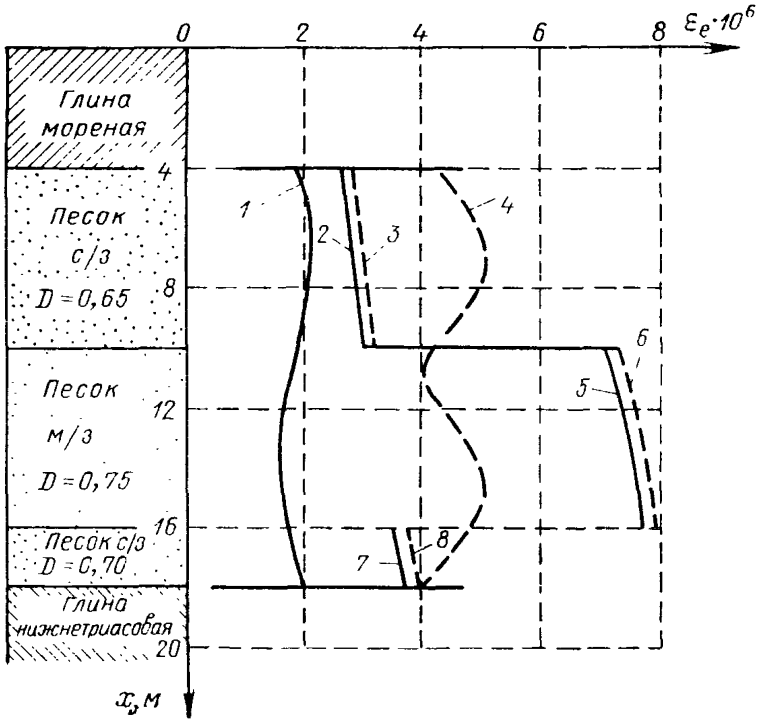


Рис. 10. Распределение действующих и критических амплитуд деформаций по глубине слоя песчаных отложений

1—амплитуда действующих деформаций при f=50 Гц; *2*, *5*, *7*—амплитуды критических деформаций для проектного значения σ=1,5 кгс/см^2; *3*, *6*, *8*—то же для проектного значения σ=1,75 кгс/см^2; *4*—амплитуда действующих деформаций при частоте колебаний фундамента f=100 Гц.

значений амплитуды деформаций с действующими при частоте 50 Гц показывает, что амплитуда действующих деформаций во всей толще песчаных отложений не превосходит критических значений. Следовательно, на частоте 50 Гц песчаные грунты основания фундамента динамически устойчивы.

В связи с тем, что критические величины динамических деформаций слабо зависят от частоты колебаний вибростенда при испытаниях, оценки устойчивости структуры песчаных грунтов при частоте колебаний фундамента $f = 100$ Гц также могут быть осуществлены по данным рис. 10. Эти данные показывают, что на частоте 100 Гц действующие в слое 2 амплитуды деформаций

(при $u_0=10$ мкм) превосходят критические значения, в связи с чем пески этого слоя следует считать динамически неустойчивыми.

Простой пересчет показывает, что эти пески будут динамически устойчивы, если амплитуда колебаний фундамента на частоте 100 Гц не будет превосходить величину $u_0=6$ мкм.

Приложение 2

ПРИМЕР ОЦЕНКИ ДИНАМИЧЕСКОЙ УСТОЙЧИВОСТИ СТРУКТУРЫ С УЧЕТОМ ИЗМЕНЕНИЯ УРОВНЯ ГРУНТОВЫХ ВОД

Пусть исходные данные отличаются от предыдущего примера тем, что в основании фундамента непосредственно под его подошвой залегают мелкозернистые пески (слоя 3), которые имеют плотность скелета $\gamma=1{,}60$ тс/м^3 и на глубине 12 м переходят в коренные более плотные породы с динамическими упругими характеристиками, близкими к характеристикам водонасыщенного песка.

Пусть слой песчаного основания частично затоплен грунтовыми водами, глубина поверхности которых от подошвы фундамента имеет сезонные колебания в пределах от 3 м до 8 м.

Задано также, что статические напряжения по подошве фундамента характеризуются величиной $\sigma_0=2{,}0$ кгс/см^2. Динамические упругие характеристики водонасыщенной части песчаного слоя имеют то же значение, что для песка слоя 3 в предыдущем примере, т. е. $\gamma^2_{вл}\approx 2{,}0$ тс/м^3, $V_{p2}=1500$ м/с. Песок, расположенный выше грунтовых вод, имеет $\gamma^1_{в.л}=1{,}6$ тс/м^3 и $V_{p1}=600$ м/с. Для расположенных под песками коренных пород динамические характеристики приняты совпадающими с характеристиками водонасыщенных песков, так что при динамическом расчете основание может быть схематизировано в виде слоя, лежащего на «однородном» полупространстве.

Расчет амплитуды деформаций для схематизированного таким образом основания может производиться по формулам:

для слоя грунта малой влажности

$$\varepsilon_{e1}=\frac{2\pi u_0}{\lambda_1}\sqrt{\frac{1+\left(k^0_{12}\right)^2-2k^0_{12}\cos 4\pi\frac{h_1-x}{\lambda_1}}{1+\left(k^0_{12}\right)^2+2k^0_{12}\cos 4\pi\frac{h_1}{\lambda_1}}};$$

для полупространства

$$\varepsilon_{e2}=\frac{2\pi u_0}{\lambda_2}\frac{k^{\text{п}}_{12}}{\sqrt{1+\left(k^0_{12}\right)^2+2k^0_{12}\cos 4\pi\frac{h_1}{\lambda_1}}}.$$

При принятых исходных данных и частоте колебаний фундамента 50 ГЦ $\lambda_1=12$ м; $\lambda_2=30$ м; $k^{п}_{12}=0{,}485$, $k^{0}_{12}=-0{,}515$; $u_0=10$ мкм $=10^{-5}$ м; $3<h_1<8$ м и $0<x<h_1$.

Изменение уровня грунтовых вод приводит к изменению амплитуды динамических деформаций грунта в основании и ее распределения по глубине. Диапазон этих изменений удобно искать по экстремумам знаменателя в подкоренном выражении вышеприведенных формул.

Минимальное значение знаменателя $z_0=1+(k^0_{12})^2+2k^0_{12}\cos 4\pi\frac{h_1}{\lambda_1}=0{,}2350$ имеет место при $\cos 4\pi\frac{h_1}{\lambda_1}=1$, т. е. при $h_1=n\frac{\lambda_1}{2}=n\cdot 6$м, где $n=0, 1, 2, 3\ldots$; максимальное значение $z_0=2{,}295$ — при $\cos 4\pi\frac{h_1}{\lambda_1}=-1$, т. е. при $h_1=(2n+1)\frac{\lambda_1}{4}=(2n+1)3$ м.

В заданный диапазон изменения глубины уровня грунтовых вод попадают два из перечисленных значений h_1: это $h_1^{(1)}=3$ м, при котором значения амплитуды деформаций минимальные, и $h_1^{(2)}=6$ м, при котором эти значения максимальные.

Вычисленные по первой из приведенных формул амплитуды деформаций $\tilde{\varepsilon}_{e1}$ для различных значений глубины x в слое неувлажненного грунта мощностью $h_1^{(1)}=3$ м и $h_2^{(2)}=6$ м приведены в табл. 5.

Таблица 5

Распределение ε_{e1} с глубиной x для случаев $h_1^{(1)}=3$ м и $h_1^{(2)}=6$ м

$h_1^{(1)}=3$ м		$h_1^{(2)}=6$ м	
x, м	$\tilde{\varepsilon}_{e1}\cdot 10^6$	x, м	$\tilde{\varepsilon}_{e1}\cdot 10^6$
0	1,67	0	16,30
1,0	2,99	1,5	12,14
1,5	3,88	3,0	5,23
2,0	4,61	4,5	12,14
3,0	5,23	6,0	16,30

Амплитуды деформаций в водонасыщенной части песчаного слоя не зависят от координат, и при глубине уровня грунтовых вод $h_1^{(1)}=3$ м $\varepsilon_{e2}=0{,}67\cdot 10^{-6}$, а при $h_1^{(2)}=6$ м $\varepsilon_{e2}=2{,}09\cdot 10^{-6}$.

На рис. 11 приведено сопоставление действующих и критических значений амплитуды деформаций для двух указанных случаев расположения уровня грунтовых вод. Из этого сопоставления видно, что при уровне $h_1=3$ м амплитуда действующих

деформаций (сплошная кривая *4* и прямая *5* в водонасыщенной части основания) меньше ее критических значений (кривая *1* и и штриховая линия *2*), и структура грунта устойчива. Наоборот, в случае $h_2=6$ м в необводненной части основания имеются об-

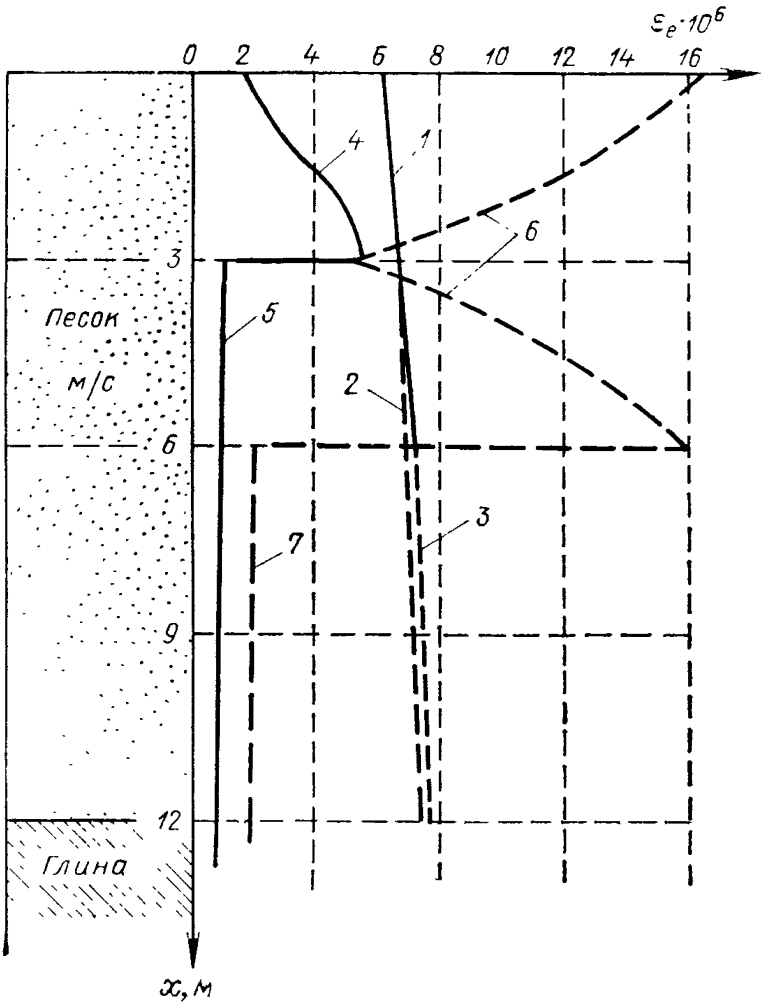


Рис. 11. Распределение действующих и критических амплитуд деформаций при различных уровнях грунтовых вод

1 – критические амплитуды деформаций в необводненной части основания; *2–3* то же в обводненной части грунтового основания при уровне грунтовых вод $h_1=3$ м и $h_2=6$ м; *4–5* – действующие амплитуды деформаций в необводненной и водонасыщенной части основания при $h_1=3$ м; *6–7* то же при $h_2=6$ м.

ласти, где действующие амплитуды деформаций (кривая *6*) превосходят критические (кривая *1*), и в основании могут иметь место осадки грунта.

Из приведенного примера видно, что учет изменения уровня грунтовых вод в основании фундамента может иметь существен-

ное значение в оценках динамической устойчивости структуры грунтов.

Из двух рассмотренных вариантов вариант с $h_1=6$ м является наихудшим, поэтому он и должен быть выбран для окончательной оценки динамической устойчивости структуры песчаных грунтов основания.

Приложение 3

ПРИМЕР ОЦЕНКИ ДИНАМИЧЕСКОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ С УЧЕТОМ РАЗВИТИЯ ПОРОВОГО ДАВЛЕНИЯ И ОСАДОК

В приведенном примере приняты следующие исходные данные. Непосредственно под подошвой фундамента расположен слой водонасыщенных песчаных отложений, объемный вес которых постоянен по глубине и равен 1,49 гс/м^3. Толщина песчаного слоя 9 м. Далее располагаются связные грунты, неопасные в отношении разрушения их структуры.

Статические напряжения в основании фундамента равны 2,0 кгс/см^2. Динамические деформации в пределах слоя песка возрастают с глубиной по линейному закону. Данные изменения величин γ, σ и ε_e с глубиной представлены в табл. 6.

Таблица 6

Зависимости $\gamma(x)$, $\sigma(x)$, $\varepsilon_e(x)$ и $\varepsilon_{p0}(x)$

x, м	γ, тс/м^3	σ, кгс/см^2	$\varepsilon_e \cdot 10^5$	$\varepsilon_{p0} \cdot 10^5$, 1/с
0	1,49	2,0	0,60	1,02
1	1,49	2,1	0,64	1,00
2	1,49	2,2	0,68	0,98
3	1,49	2,3	0,72	0,87
4	1,49	2,4	0,76	0,78
5	1,49	2,5	0,80	0,71
6	1,49	2,6	0,84	0,65
7	1,49	2,7	0,88	0,60
8	1,49	2,8	0,92	0,52
9	1,49	2,9	0,96	0,47

Указанные в таблице амплитуды действующих в основании деформаций превосходят их наибольшее критическое значение на глубине 9 м, равное $\tilde{\varepsilon}_{e\,кр}=5\cdot10^{-6}$ относительных единиц, в связи с чем структуру песчаных отложений следует считать динамически неустойчивой.

Для оценок динамической устойчивости грунтов основания по сравнительно кратковременным осадкам, с которыми могут

быть связаны явления увеличения порового давления и разжижения, проведены испытания песчаного грунта на виброуплотняемость.

При составлении программы этих испытаний выбраны фиксированные значения σ, равные 0,4; 0,8; 1,4; 2,0 и 2,4 кгс/см^2 с учетом того, что результаты испытаний для крайних значений $\sigma=0$ и $\sigma=2{,}9$ кгс/см^2 могут быть получены путем экстраполяции. Значения ε_e были заданы в несколько более широком диапазоне (от 0,2 до $1{,}6\cdot10^{-5}$ отн. единиц), чем это требовалось по данным табл. 6.

В табл. 7 приведен пример журнальной записи для группы испытаний с фиксированным $\sigma=1{,}4$ кгс/см^2. Эта группа состоит из 8 серий и 21 опыта. Осциллографическая запись, приведенная на рис. 12, и ее маркировка соответствуют опыту III-4-1, данные которого помещены в 9-ой строке этой таблицы.

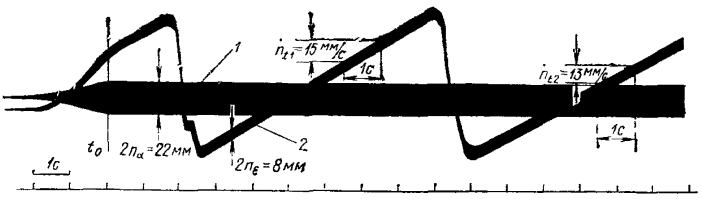


Рис. 12. Пример осциллографической записи при испытании по определению характеристик виброуплотнения грунтов.

Исходные данные группы серий, исходные данные серии и исходные данные опыта определены программой испытаний, а также в ходе подготовки экспериментального оборудования и образцов грунта к испытаниям. Методика их определения и состав, так же как и расчеты величин u, γ, l и η_s, полностью совпадают с таковыми же для случая испытаний динамической устойчивости структуры грунта, описанного в первом примере приложения. Уровень динамической нагрузки N_α определен программой испытаний, тарировкой чувствительности стрелочного прибора к ускорениям и экспериментальным подбором связи между ускорениями колебаний груза и амплитудой деформаций образца.

Амплитуды n_α и n_ε, определены по половине ширины записей ускорения (запись 1) и деформаций (зигзагообразная запись на осциллограмме рис. 12) на участке установившихся колебаний ($t>t_0$).

Для определения скоростей смещения деформометра $\dot{n}_{t1}$ и $\dot{n}_{t2}$ в точках, соответствующих моментам времени $t_1=7$ с и $t_2=14$ с, отсчитанным от t_0, по краю записей деформаций проведены касательные линии, имеющие по горизонтали протяжен-

ность в 1 с, и определена разность отклонения концов этой линии от горизонтальной прямой (от края записи ускорения или от специальной базисной линии, прочерченной лучом коротко-замкнутого гальванометра).

Полученные данные измерений используются для вычисления характеристик воздействия α и ε_e, а также при нахождении характеристик виброуплотнения λ и ε_{p0}.

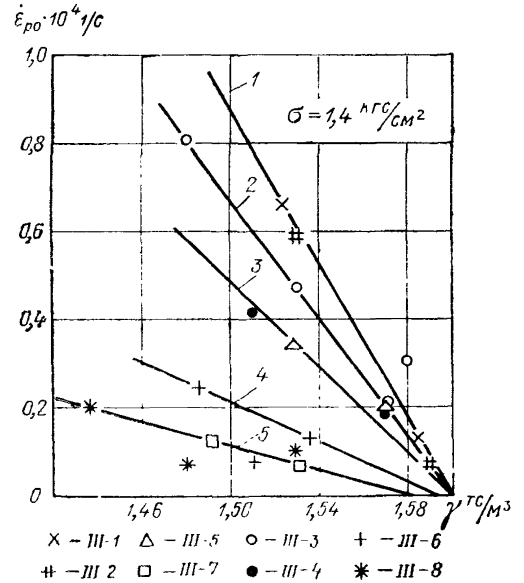


Рис. 13. Графики зависимости $\dot{\varepsilon}_{p0}(\gamma)$ при $\sigma = 1{,}4$ кгс/см² для ряда значений амплитуды ε_e
1 – $\varepsilon_e \approx 1{,}52 \cdot 10^{-5}$ серии испытаний III-1, III-2; *2* – $\varepsilon_e \approx 1{,}20 \cdot 10^{-5}$, III-3; *3* – $\varepsilon_e \approx 0{,}96 \cdot 10^{-5}$, III-4, III-5; *4* – $\varepsilon_e \approx 0{,}45 \cdot 10^{-5}$, III-6; *5* – $\varepsilon_e \approx 0{,}29 \cdot 10^{-5}$, III-7, III-8.

Для опыта III-4-1 из табл. 7 получаем $n_a = 10{,}5$ мм; $n_\varepsilon = 4{,}0$ мм; $\dot{n}_{t_1} = 15{,}0$ мм с и $\dot{n}_{t_2} = 13{,}0$ мм/с. Величины $\alpha = n_\alpha \eta_{l\alpha} = 0{,}0032 \cdot 10{,}5 \approx 0{,}034g$ и $\varepsilon_e = \eta_\varepsilon n_\varepsilon = 2{,}4 \cdot 10^{-6} \cdot 4{,}0 = 0{,}96 \cdot 10^{-5}$.

Вспомогательная величина $\dot{\varepsilon}_{t1}$ и характеристики виброуплотнения λ и ε_{p0} определены с помощью соотношений:

$$\dot{\varepsilon}_{t_1} = \eta_\varepsilon \dot{n}_{t_1} = 2{,}4 \cdot 10^{-6} \cdot 15 = 36 \cdot 10^{-6} \text{ 1/с},$$

$$\lambda = \frac{1}{t_2 - t_1} \ln \frac{\dot{n}_{t_1}}{\dot{n}_{t_2}} = \frac{1}{7} \ln 1{,}15 = \frac{1}{7} 0{,}1397 \approx 0{,}020 \text{ 1/с}.$$

Таблица 7

Пример журнальной записи для группы испытаний по определению характеристик виброуплотнения песка

Образец	Группа серий	Исходные данные группы серий	Дата	Серия	Исходные данные серии	Уровень динамической нагрузки N_α в мкВ при $R_ш$=40 Ом	Опыт	Исходные данные опыта		Данные измерений на осциллограмме						Расчет η_ε и γ					Амплитуда воздействия		Расчет λ и $\dot{\varepsilon}_{p0}$				
								$n_м$, мм	$\eta_м$, мкм/мм	n_α, мм	n_ε, мм	$\dot{n}_{t_1}$, мм/с	$\dot{n}_{t_2}$, мм/с	t_1, с	t_2-t_1, с	$n_м-n_{мб}$, мм	l, мм	$\eta_\varepsilon\cdot10^6$, 1/мм	$v\cdot10^3$, м³	γ, тс/м	α, дол g	$\sim\varepsilon_e\cdot10^5$	$\dot{\varepsilon}_{t_1}\cdot10^6$, 1/с	$\dot{n}_{t_1}/\dot{n}_{t_2}$	$\ln\frac{\dot{n}_{t_1}}{\dot{n}_{t_2}}$	λ, 1/с	$\dot{\varepsilon}_{p0}\cdot10^4$,
Песок скв. 1810	III	$\sigma=1{,}4$ кгс/см² $\sigma_{ин}=0{,}4$ кгс/см²	19.5.76	III-1	$Q_{сух}=2{,}00$ кгс $n_{мб}=1{,}42$ мм	2300	1	3,46	9/50	16,5	8,5	16,0	7,0	7	7	2,04	51,1	1,8	1,312	1,525	0,053	1,53	28,8	2,29	0,8285	0,118	0,6595
							2	5,46	10/50	16,5	7,5	5,0	4,0	7	7	4,04	49,1	2,0	1,262	1,585	0,053	1,50	10,0	1,25	0,2231	0,032	0,1250
		$f=45$ Гц $v_б=1362{,}1$ см²	19.5.76	III-2	$Q_{сух}=2{,}00$ кгс $n_{мб}=1{,}41$ мм		1	3,62	9/50	16,5	8,5	13,0	5,0	7	7	2,21	50,9	1,8	1,307	1,53	0,053	1,53	23,1	2,60	0,9555	0,136	0,6084
							2	5,61	8/50	16,5	9,5	3,0	2,0	7	7	4,20	48,9	1,6	1,258	1,59	0,053	1,52	4,8	1,50	0,4054	0,058	0,0720
		$h_б=53{,}1$ мм $A=24{,}8$ см³/мм	20.5.76	III-3	$Q_{сух}=1{,}96$ кгс $n_{мб}=1{,}42$ мм	1800	1	2,94	12/50	13	5,0	30,0	27,0	7	7	1,52	51,6	2,4	1,324	1,48	0,041	1,20	72,8	1,11	0,1043	0,015	0,8089
							2	4,68	12/50	13	5,0	9,0	4,0	7	7	3,27	49,8	2,4	1,281	1,53	0,041	1,20	21,6	2,25	0,8109	0,116	0,4860
							3	6,00	12/50	13	5,0	4,0	2,0	7	7	4,58	48,5	2,4	1,248	1,57	0,041	1,20	9,6	2,00	0,6951	0,099	0,1920
							4	6,32	7/50	13	8,5	8,0	3,0	7	7	4,90	48,2	1,4	1,240	1,58	0,041	1,19	11,2	2,67	0,9820	0,140	0,2990
		$B=1$ $\eta_\alpha=0{,}0032$ g/мм	20.5.76	III-4	$Q_{сух}=2{,}00$ кгс $n_{мб}=1{,}42$ мм	1500	1	2,94	12/50	10,5	4,0	15,0	13,0	7	7	1,52	51,6	2,4	1,324	1,51	0,034	0,96	36,0	1,15	0,1397	0,020	0,4140
							2	4,98	7/50	10,5	7,0	7,0	4,0	7	7	3,56	49,5	1,4	1,274	1,57	0,034	0,98	9,8	1,75	0,5596	0,080	0,1715
							3	5,62	4,5/50	10,5	11,0	4,0	2,0	7	7	4,20	48,9	0,9	1,258	1,59	0,034	0,99	3,6	2,00	0,6931	0,099	0,0720
			20.5.76	III-5	$Q_{сух}=2{,}00$ кгс $n_{мб}=1{,}41$ мм	1500	1	3,62	11/50	10,5	4,5	9,0	5,0	7	7	2,21	50,9	2,2	1,307	1,53	0,034	0,99	19,8	1,80	0,5878	0,084	0,3564
							2	4,97	10/50	10,5	4,5	5,0	3,0	7	7	3,56	49,5	2,0	1,274	1,57	0,034	0,90	10,0	1,67	0,5128	0,073	0,1657
			21.5.76	III-6	$Q_{сух}=1{,}95$ кгс $n_{мб}=1{,}42$ мм	700	1	3,39	10/50	5	2,5	7,0	4,0	7	7	1,97	51,1	2,0	1,313	1,485	0,016	0,50	14,0	1,75	0,5596	0,080	0,2450
							2	4,27	9/50	5	2,5	3,0	2,0	7	7	2,85	50,2	1,8	1,291	1,51	0,016	0,45	5,4	1,50	0,4054	0,058	0,0810
							3	5,12	8/50	5	3,0	5,0	3,0	7	7	3,70	49,4	1,6	1,270	1,535	0,016	0,48	8,0	1,67	0,5128	0,073	0,1336
			21.5.76	III-7	$Q_{сух}=1{,}95$ кгс $n_{мб}=1{,}42$ мм	480	1	3,57	7/50	3,5	2,0	4,0	2,0	7	7	2,15	50,9	1,4	1,309	1,49	0,011	0,28	5,6	2,00	0,6931	0,099	0,1120
							2	4,95	7/50	3,5	2,0	3,0	2,0	7	7	3,53	49,6	1,4	1,274	1,53	0,011	0,28	4,2	1,50	0,4054	0,058	0,0630
			21.5.76	III-8	$Q_{сух}=1{,}89$ кгс $n_{мб}=1{,}41$ мм	480	1	3,22	10/50	3,5	1,5	7,0	5,0	7	7	1,82	51,3	2,0	1,317	1,435	0,011	0,30	14,0	1,40	0,3364	0,048	0,1960
							2	4,84	75/50	3,5	1,9	3,0	2,0	7	7	3,43	49,7	1,5	1,277	1,48	0,011	0,29	4,5	1,50	0,4054	0,058	0,0675
							3	6,52	6/50	3,5	2,5	5,0	3,0	7	7	5,11	48,0	1,2	1,235	1,53	0,011	0,30	6,0	1,67	0,5128	0,073	0,1002

$$\dot{\varepsilon}_{p0} = \dot{\varepsilon}_{t_1} \frac{\dot{n}_{t_1}}{\dot{n}_{t_2}} = 0{,}36 \cdot 10^{-4} \cdot 1{,}15 = 0{,}4140 \text{ 1/с}.$$

В ходе дальнейшей обработки результатов испытаний величина λ осредняется по всем проведенным группам серий (для данного вида грунта и данной частоты f). Такое осреднение привело к средней величине $\lambda = 0{,}04$ 1/с.

Полученные при испытаниях величины $\dot{\varepsilon}_{p0}$ в сочетании с параметрами этих испытаний σ, ε_e и γ используются для построения графиков зависимости $\dot{\varepsilon}_{p0}(\gamma)$ при фиксированных ε_e и σ.

Пример таких графиков для $\sigma = 1{,}4$ кгс/см^2, построенных по данным табл. 7, приведен на рис. 13.

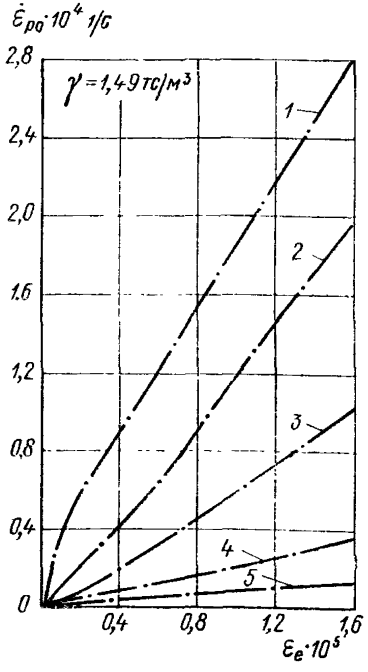


Рис. 14. Графики зависимости $\dot{\varepsilon}_{p0}(\varepsilon_e)$ при $\gamma_0 = 1{,}49$ тс/м^3
1—$\sigma_{ст}$=0,4 кгс/см^2; 2—$\sigma_{ст}$=0,8 кгс/см^2; 3—$\sigma_{ст}$=1,4 кгс/см^2; 4—$\sigma_{ст}$=2,0 кгс/см^2; 5—$\sigma_{ст}$=2,4 кгс/см^2.

На основании этих графиков и аналогичных графиков для других групп испытаний, с другими фиксированными значениями σ строятся графики зависимости $\varepsilon_{p0}(\varepsilon_e)$ для различных фиксированных значений σ и одного фиксированного значения γ. Пример этих графиков приведен на рис. 14. Для детализации зависимости величины ε_{p0} от статических напряжений графики

рис. 14 могут быть перестроены в графики зависимости $\dot{\varepsilon}_{p0}(\sigma)$ при фиксированных значениях деформации ε_e. При этом непрерывная зависимость $\dot{\varepsilon}_{p0}(\varepsilon_e)$ предыдущих графиков позволяет выбрать дискретизацию ε_e с необходимым для линейной интерпретации шагом.

Для расчетов порового давления и осадок на ЭВМ результаты определения зависимости $\dot{\varepsilon}_{p0}(\sigma, \varepsilon_e)$ для фиксированного γ_0 удобно представить в виде таблицы (табл. 8, составленная по данным рис. 14).

Таблица 8

Зависимости $\dot{\varepsilon}_{p0}(\sigma, \varepsilon_e)$ и $E_c(\sigma)$; $\dot{\varepsilon}_{p0} \cdot 10^4$ 1/с

σ, кгс/см² \ $\varepsilon_e \cdot 10^5$	0,08	0,16	0,32	0,48	0,64	0,80	0,96	1,12	1,28	1,44	1,6	E_c, кгс/см²
0	1,70	2,20	2,41	2,62	2,81	3,04	3,3	3,43	3,59	3,78	3,97	0
0,15	0,74	1,18	1,52	1,79	2,08	2,32	2,56	2,82	3,06	3,28	3,54	200
0,30	0,42	0,66	0,94	1,19	1,44	1,76	1,85	2,34	2,62	2,82	3,04	373
0,45	0,26	0,42	0,66	0,91	1,08	1,41	1,70	1,98	2,21	2,46	2,62	530
0,60	0,14	0,28	0,48	0,68	0,88	1,14	1,46	1,66	1,92	2,12	2,30	685
0,75	0,10	0,18	0,36	0,54	0,72	0,94	1,26	1,46	1,67	1,88	2,04	840
0,90	0,05	0,13	0,26	0,42	0,56	0,78	1,04	1,28	1,44	1,60	1,74	1000
1,05	0,04	0,09	0,20	0,32	0,46	0,66	0,86	1,08	1,26	1,38	1,49	1150
1,20	0,03	0,08	0,18	0,28	0,38	0,54	0,70	0,92	1,02	1,15	1,28	1300
1,35	0,03	0,08	0,14	0,23	0,32	0,43	0,57	0,77	0,84	0,95	1,07	1370
1,50	0,03	0,08	0,12	0,19	0,26	0,35	0,45	0,59	0,69	0,76	0,85	1420
1,65	0,03	0,07	0,11	0,16	0,22	0,28	0,35	0,45	0,51	0,58	0,67	1450
1,80	0,02	0,05	0,08	0,12	0,17	0,21	0,26	0,33	0,37	0,42	0,50	1470
1,95	0,02	0,05	0,07	0,10	0,13	0,16	0,19	0,23	0,27	0,31	0,36	1490
2,10	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,13	0,15	0,17	0,20	0,23	0,26	1500
2,25	0,01	0,03	0,05	0,065	0,085	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	1500
2,40	0,01	0,027	0,041	0,054	0,068	0,082	0,095	0,110	0,124	0,146	0,150	1500
2,55	0,008	0,020	0,033	0,042	0,055	0,065	0,075	0,088	0,100	0,107	0,120	1500
2,70	0,007	0,017	0,027	0,035	0,044	0,058	0,062	0,071	0,080	0,088	0,095	1500
2,85	0,006	0,013	0,020	0,029	0,035	0,043	0,050	0,055	0,060	0,065	0,074	1500
3,00	0,005	0,010	0,016	0,024	0,030	0,034	0,040	0,042	0,0045	0,050	0,057	1500

Результаты измерений α и ε_e могут быть использованы также для определения модуля деформации E_c. Так, для опыта III-4-1 из табл. 7

$$E_c = \frac{\sigma_{ин}\alpha}{g\varepsilon_e} = \frac{0{,}4 \cdot 0{,}034}{0{,}96 \cdot 10^{-5}} = 1420 \text{ кгс/см}^2.$$

По табл. 7 средняя величина $E_c = 1416$ кгс/см², зависимость E_c от σ с учетом всех групп испытаний представлена в последнем столбце табл. 8. В диапазоне заданных деформаций ε_e наблюдаемое отклонение E_c от среднего значения не превосходит 10%, в связи с чем принято, что E_c является функцией только σ и не зависит от амплитуды ε_e.

Графики рис. 13 и другие аналогичные графики, полученные для других фиксированных значений σ, используются также (п. 5.9) для нахождения зависимости $\gamma^*_{\text{макс}}$ (σ, ε_e), которая для исследованного леска представлена в табл. 9, где $\gamma^*_{\text{макс}}$ в тс/м³.

Таблица 9

Зависимость $\gamma^*_{\text{макс}}(\sigma, \varepsilon_e)$

$\varepsilon_e \cdot 10^5$ \ σ, кгс/см	0	0,60	1,20	1,80	2,40	3,00
0,60	1,575	1,583	1,591	1,599	1,607	1,615
0,80	1,578	1,588	1,594	1,602	1,610	1,618
1,00	1,580	1,590	1,596	1,604	1,612	1,620

Начальные скорости относительного уплотнения, определенные по табл. 8 с использованием начальных данных табл. 6 и линейной интерполяции, помещены в последнем столбце той же табл. 6.

На рис. 15 результаты этого определения представлены в виде графика. Интегрирование этого графика (в данном случае выполнено путем вычисления площади фигуры, заключенной между графиком и осью x) с последующим делением результата на величину λ (п. 6.4) приводит к осадке $\delta h_k \approx 1{,}7 \cdot 10^{-3}$ м = = 1,7 мм.

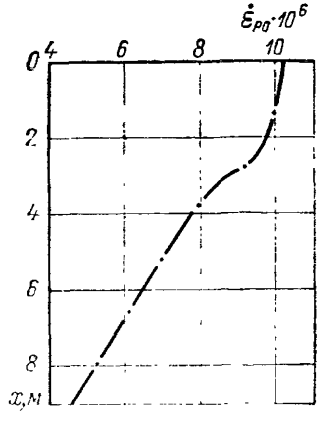


Рис. 15. Распределение скорости уплотнения ε_{p0} по глубине слоя песчаных отложений.

Оценка допустимого изменения эффективного напряжения по соотношению (22) п. 6.9:

$$|\delta\sigma^\circ| \geqslant \frac{E_c}{\beta\lambda} |\dot{\varepsilon}_{p\,\text{макс}}| = \frac{1500}{0{,}04} 1{,}02 \cdot 10^{-5} \approx 0{,}4 \text{ кгс/см}^2$$

показывает, что для обеспечения динамической устойчивости грунтов основания необходимо, чтобы $\delta\sigma^\circ$ было больше 0,4 кгс/см².

Вычисленная указанным выше способом осадка и оценка допустимого изменения σ соответствует случаю, когда изменение порового давления не влияет на скорость относительного уплотнения $\dot{\varepsilon}_{p0}$ и на величину осадки. Отсутствие этого влияния оце-

нивается по рекомендациям п. 6.5. Для их использования определяется величина $\delta\dot{\varepsilon}_{p0}/\delta\sigma$. По данным табл. 8 наибольшее значение этой величины имеет место под подошвой фундамента ($\sigma = 2{,}0$ кгс/см^2 и $\varepsilon_e = 0{,}6 \cdot 10^{-5}$), где $(\delta\varepsilon_{p0}\,\delta\sigma)_{\text{макс}} \approx$ $\approx \frac{(0{,}13 - 0{,}10) \cdot 10^{-4}}{0{,}15} = 0{,}20 \cdot 10^{-4}$ см^2/с·кгс.

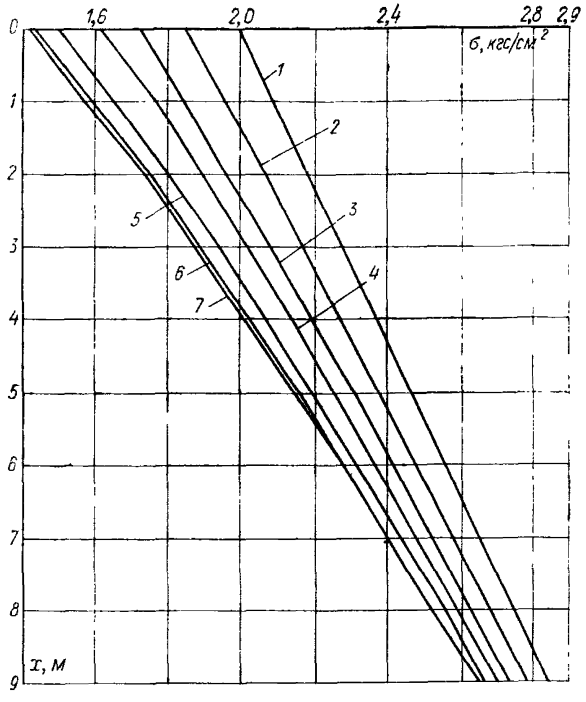


Рис. 16. Изменение во времени эффективных напряжений в песчаном слое

1—2 с; *2*—10 с; *3*—20 с; *4*—30 с; *5*—50 с; *6*—70 с; *7*—80 с.

Таким образом, по соотношению (20) п. 6.6 имеет место неравенство:

$$\left(\frac{\delta\dot{\varepsilon}_{p0}}{\delta\sigma}\right)_{\text{макс}} = 0{,}2 \cdot 10^{-4} > 0{,}1\,\frac{0{,}04}{1500} \approx 0{,}26 \cdot 10^{-5},$$

которое указывает на необходимость расчета осадок с учетом развития избыточных давлений в поровой воде.

Расчет изменения эффективных напряжений и осадок фундамента во времени производился на ЭЦВМ-222 по программе ВНИИГ (шифр «Избыток») при шаге во времени $\Delta t = 0{,}2$ с и по координате $\Delta x = 1$ м, для отрезка времени $t = 2000 \times \Delta t = 400$ с.

В качестве исходных данных этого расчета использованы данные табл. 6, 8 и 9, а также следующие характеристики грунта и его состояния:

модуль объемного сжатия поровой воды $K_w = 1 \cdot 10^4$ кгс/см^2;

коэффициент $\varkappa = \frac{k_\Phi}{\gamma_w} = \frac{6 \cdot 10^{-5}}{1} = 6 \cdot 10^{-5}$ м^4/тс·с.

удельный вес грунта $\gamma_s = 2{,}7$ тс/м^3;

объемный вес $\gamma_0 = 1{,}49$ тс/м^3;

начальное напряжение под подошвой фундамента $\sigma_0 = 2{,}0$ кгс/см^2.

Результаты расчета эффективных напряжений по указанной программе для отрезка времени, в течение которого они достигли минимального значения, приведены на рис. 16. По данным

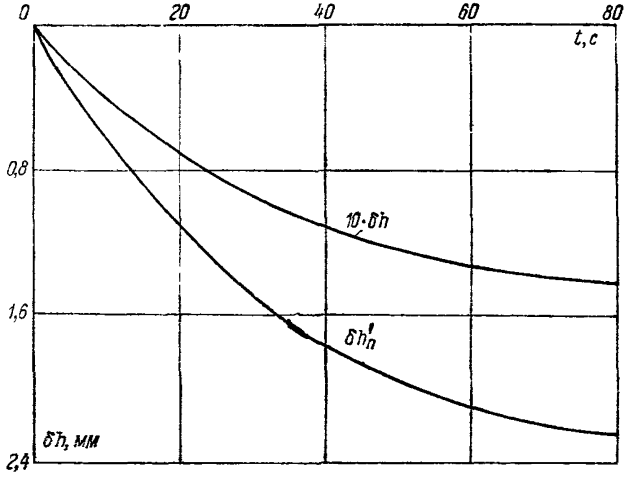


Рис. 17. Осадки поверхности слоя (подошвы фундамента) δh—осадка фундамента; $\delta h_п$—полная осадка, реализуемая после диссипации порового давления.

этого расчета основание можно считать устойчивым, если допустимое уменьшение эффективных напряжений $\delta\sigma^\circ > 0{,}6$, что более чем на 50% превосходит величину, требуемую по приближенным оценкам п. 6.9. Это подтверждает сделанный выше вывод о необходимости специальных расчетов с учетом избыточного порового давления.

Развитие осадок фундамента во времени, рассчитанных по указанной программе, изображено на рис. 17. На этом рисунке график зависимости $\delta h(t)$ соответствует осадке фундамента, реализованной на данный (расчетный) момент времени, а зависимость $\delta h_п(t)$ соответствует развитию осадок стабилизированного состояния, которые могут быть реализованы в будущем, ес-

ли появятся (в принятой постановке задачи они отсутствуют) условия для полной диссипации избыточного давления в поровой воде.

Полученные в расчетах осадки фундамента не превосходят 2,5 мм. Величина допустимой осадки для фундаментов под турбоагрегаты принимается до 4,0 мм, поэтому по осадкам исследуемое грунтовое основание может быть признано динамически устойчивым.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Савинов О. А.** Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. — М : Стройиздат, 1964.—345 с.
2. **Основания** зданий и сооружений: СНиП II-15-74, часть II, гл. 15. М.: Стройиздат, 1975. — 64 с.
3. **Методические** рекомендации по определению динамических свойств грунтов, скальных пород и местных строительных материалов: П-01-72/Минэнерго СССР. — Л.: Энергия, 1972. — 35 с.
4. **Красников Н. Д.** Динамические свойства грунтов и методы их определения. — Л.: Стройиздат. 1970.—238 с.
5. **Иванов П. Л.** Разжижение песчаных грунтов. М.—Л.: Госэнергоиздат, 1962.—260 с.
6. **Ескин Ю. М., Эйслер Л. А.** Колебания слоя водонасыщенного грунта в основании распластанного жесткого фундамента. — Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1975, т. 109, с. 148—155.
7. **Эйслер Л. А.** Оценка избыточных давлений в поровой воде земляных оснований и плотин при сейсмических воздействиях. — Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1976, т. 111, с. 36—44.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие 3
1. Общие положения 5
2. Определение исходных данных и расчет динамических воздействий на грунты основания 11
3. Экспериментальная установка и измерительная аппаратура . . . 13
4. Указания по проведению испытаний 21
5. Обработка результатов испытаний 27
6. Оценка динамической устойчивости структуры грунтов оснований фундаментов сооружений 29
7. Расчет осадок фундамента и эффективных напряжений в грунтах основания с учетом развития в них избыточного порового давления 32

Приложения

1. Пример оценки динамической устойчивости основания по критическим деформациям 35
2. Пример оценки динамической устойчивости структуры с учетом изменения уровня грунтовых вод 45
3. Пример оценки динамической устойчивости грунтов основания с учетом развития порового давления и осадок 48

Список литературы 56

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ СТРУКТУРЫ И УПЛОТНЯЕМОСТИ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЯХ ОДНООСНОГО СЖАТИЯ

П 67-76
ВНИИГ

Научный редактор *Н. Д. Красников*

Редактор *Р. Н. Тиназова*

Технический редактор *Т. М. Бовичева*

Сдано в набор 20.04.78. Подписано к печати 15.06.78.
М-14832. Формат 60×90/16. Бумага типографская № 2.
Высокая печать. Литературная гарнитура.
Печ. л. 3,5+1 вкл. Уч.-изд. л. 3,2.
Тираж 900. Заказ 220. Цена 50 коп.

Типография ВНИИГ, 195220, Ленинград, Гжатская ул., 21.

gost.e-ecolog.ru