ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ОСНОВАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ
им. Н. М. ГЕРСЕВАНОВА

РЕКОМЕНДАЦИИ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

МОСКВА—1975

gost.e-ecolog.ru

ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ОСНОВАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ
им. Н. М. ГЕРСЕВАНОВА

РЕКОМЕНДАЦИИ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1975

УДК 624.15.042.7

Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. М., Стройиздат, 1975, 30 с. (Научно-исследовательский институт оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова).

Рекомендации составлены на основе исследований, выполненных в НИИ оснований и подземных сооружений Госстроя СССР и других научно-исследовательских институтов страны, а также на основе обобщения опыта работы ведущих проектных организаций и передового зарубежного опыта.

При разработке Рекомендаций учтены материалы, представленные в НИИ оснований институтами ЦНИИПромзданий, Фундаментпроект, Казахский Промстройниипроект, Красноярский Промстройниипроект, Дальневосточный Промстройниипроект.

Рекомендации разработаны лабораторией динамики грунтов НИИ оснований (д. т. н. *Д. Д. Баркан,* к. т. н. *М. Н. Голубцова,* к. т. н. *В. А. Ильичев,* инж. *Ю. В. Монголов,* к. т. н. *Л. Р. Ставницер,* к. т. н. *В. М. Шаевич,* к. т. н. *О. Я. Шехтер*).

Табл. 2, рис. 8.

Р $\frac{30213—742}{047(01)—75}$ инструкт.-нормат. II вып.— 19—75

© Стройиздат, 1975

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящие Рекомендации составлены в развитие раздела «Основания, фундаменты и стены подвалов» главы СНиП II-А.12-69 «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования», главы СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования», главы СНиП II-Б.5-67 * «Свайные фундаменты. Нормы проектирования». Рекомендации распространяются на проектирование оснований и фундаментов промышленных и гражданских зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах.

1.2. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов производится с учетом положений главы СНиП II-А.12-69 «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования».

1.3. Определение интенсивности землетрясений в районе строительства и уточнение сейсмичности площадки строительства в зависимости от гидрогеологических условий выполняется на основании пп. 1.4—1.7 СНиП II-А.12-69.

2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ С УЧЕТОМ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

2.1. Предварительные размеры фундаментов и глубина заложения их подошвы определяются без учета сейсмических воздействий на основании требований главы СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования». Последующее уточнение размеров фундаментов с учетом сейсмических нагрузок осуществляется расчетом несущей способности оснований в соответствии с указаниями раздела 3.

2.2. Глубина заложения фундаментов при грунтах I и II категории по сейсмическим свойствам (см. табл. 1 СНиП II-А.12-69 «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования») принимается такой же, как и для несейсмических районов, но не менее 1 м.

При грунтах III категории по сейсмическим свойствам рекомендуется принимать специальные меры по устройству надежного основания, в том числе водопонижение и искусственное упрочнение грунтов (уплотнение, химическое закрепление и пр.).

В зданиях повышенной этажности (более 5 этажей) глубину заложения фундаментов рекомендуется увеличивать путем устройства подвальных этажей. Подвалы следует располагать, как правило, под всем отсеком здания. В случае необходимости устройства подвалов под отдельными частями отсека должно соблюдаться условие симметрии расположения подвала в плане относительно обеих горизонтальных осей отсека. Переход от подвальной части здания к бесподвальной делается уступами в соответствии с указаниями п. 2.3.

2.3. Фундаменты здания или его отсека, как правило, должны закладываться на одном уровне.

В случае заложения ленточных фундаментов смежных отсеков на разных отметках переход от более углубленной части к менее углубленной делается уступами. Уступы должны быть не круче 1 : 2, а высота уступа — не более 60 см. Ленточные фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1 м от шва.

При необходимости заложения рядом стоящих столбчатых фундаментов на разных уровнях должно быть выполнено условие

$$\frac{\Delta H}{a} \leqslant \operatorname{tg}\psi, \qquad (1)$$

где ΔH — разность отметок фундаментов;

a — расстояние в плане от ближней границы дна котлована более заглубленного фундамента до края фундамента с меньшей глубиной заложения;

ψ — угол сдвига, определяемый по формуле

$$\operatorname{tg}\psi = \operatorname{tg}(\varphi - \Delta\varphi) + \frac{c}{p_{ср}}; \qquad (2)$$

φ — расчетное значение угла внутреннего трения грунта;

$\Delta\varphi$ — расчетное уменьшение φ, принимаемое равным при сейсмичности 7 баллов — 2°, 8 баллов — 4° и 9 баллов — 7°;

c — расчетное значение удельного сцепления грунта;

$p_{ср}$ — среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента при особом сочетании нагрузок.

Столбчатые фундаменты под колонны, разделенные осадочным швом, должны располагаться на одном уровне.

Рекомендации п. 2.3 не распространяются на скальные основания.

2.4. В случае если отдельные фундаменты колонн каркасных зданий не могут воспринимать сдвигающие усилия от сейсмической нагрузки, их необходимо соединять с соседними фундаментами. В качестве таких связей могут быть использованы фундаментные балки. Над стыками фундаментных балок с фундаментами следует укладывать симметрично оси ряда сетки длиной 2 м из арматуры диаметром 8—10 мм с шагом продольных стержней 100 мм, поперечных — 200 мм.

Для зданий повышенной этажности (более 5 этажей) на основаниях из нескальных грунтов рекомендуется устраивать фундаменты в виде перекрестных железобетонных лент или сплошной плиты.

2.5. В фундаментах и стенах подвалов из крупных блоков должна быть обеспечена перевязка кладки в каждом ряду, а также во всех углах и пересечениях. Глубина перевязки блоков должна быть не менее $^1/_3$ их высоты. Все вертикальные и горизонтальные швы необходимо тщательно заполнить раствором марки не ниже 25.

В зданиях с расчетной сейсмичностью 9 баллов должно быть предусмотрено усиление углов и пересечений стен путем закладки в горизонтальные швы арматурных сеток.

2.6. По верху сборных ленточных фундаментов следует укладывать слой раствора марки 100 толщиной не менее 40 мм с продольной арматурой диаметром 10 мм в количестве, зависящем от

расчетной сейсмичности: при 7 баллах — три стержня, при 8 баллах — четыре стержня и при 9 баллах — шесть стержней (или эквивалентное им по сечению количество стержней других диаметров). Через 300—400 мм продольные стержни должны быть связаны поперечными стержнями диаметром 6 мм.

2.7. На скальных грунтах для зданий с расчетной сейсмичностью 7 и 8 баллов не требуется выполнение дополнительных конструктивных мероприятий по увеличению сейсмостойкости сборных ленточных фундаментов и стен подвалов, за исключением случаев, когда эти мероприятия необходимы по расчету.

2.8. Гидроизоляционные слои в стенах следует выполнять из цементного раствора.

2.9. При проектировании оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах в сейсмических районах следует, как правило, предусматривать сохранение мерзлого состояния грунтов на весь период эксплуатации зданий или сооружений (строительство по принципу I согласно СНиП II-Б.6-66 «Основания и фундаменты зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах. Нормы проектирования»). Если предусматривается оттаивание вечномерзлых грунтов (т. е. строительство по принципу II), то кроме мероприятий, предусмотренных СНиП II-Б.6-66, необходимо учитывать рекомендации, приведенные в п. 2.2.

2.10. При просадочных и набухающих грунтах следует предусматривать мероприятия по укреплению оснований в соответствии с указаниями, приведенными в нормах проектирования оснований и фундаментов на просадочных и набухающих грунтах, и конструктивные мероприятия, обеспечивающие совместную работу фундаментных блоков.

3. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

3.1. Расчет несущей способности основания производится на особое сочетание расчетных нагрузок, которое определяется в соответствии с требованиями главы СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования» и главы СНиП II-А.12-69 «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования».

Примечание. Особое сочетание нагрузок составляется из постоянных, длительных, отдельных кратковременных и одной из особых нагрузок, в качестве которых в данном случае учитываются сейсмические воздействия. При этом не рассматриваются другие виды особых нагрузок и воздействий (нагрузки, вызываемые резким нарушением технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования; воздействия неравномерных деформаций оснований при замачивании просадочных грунтов или при оттаивании вечномерзлых грунтов; воздействия деформации земной поверхности в районах горных выработок и карстовых районах).

3.2. Целью расчета несущей способности оснований при особом сочетании нагрузок является обеспечение их прочности в случае скальных грунтов и устойчивости в случае нескальных грунтов, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания. Выполнение этих условий предусматривает сохранность строительных конструкций, выход из строя которых угрожает обруше-

нием здания или его частей. При этом возможны повреждения элементов конструкций, не угрожающих безопасности людей или сохранности ценного оборудования. Деформации основания (абсолютные и неравномерные осадки, крены) могут превышать предельные значения, допустимые при основном сочетании нагрузок, и поэтому при особом сочетании нагрузок с учетом сейсмических воздействий расчету не подлежат.

3.3. Расчет несущей способности оснований производится на основе условия

$$N \leqslant \frac{m_c \Phi}{k_н}, \qquad (3)$$

где N — вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки на основание при особом сочетании;

m_c — сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным:

1,2 — для скальных и твердомерзлых (при строительстве по принципу I) оснований, а также сложенных маловлажными крупнообломочными, плотными песчаными и глинистыми грунтами с показателем консистенции $J_L \leqslant 0{,}5$;

0,7 — для рыхлых водонасыщенных песков и глинистых грунтов с показателем консистенции $J_L \geqslant 0{,}75$, а также для вечномерзлых грунтов при строительстве по принципу II с оттаиванием в процессе эксплуатации;

1,0 — для всех остальных грунтов, в том числе для пластичномерзлых при строительстве по принципу I;

Φ — несущая способность основания;

$k_н$ — коэффициент надежности, значение которого при сейсмических воздействиях принимается равным 1,5.

3.4. Несущая способность (прочность) основания из скальных грунтов определяется на внецентренное действие вертикальной составляющей нагрузки (см. СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования»). При этом наклон равнодействующей сил, приложенных к основанию при особом сочетании нагрузок, можно не учитывать при условии выполнения расчета фундамента на сдвиг по подошве (см. СНиП II-15-74).

3.5. Несущую способность (потерю устойчивости) основания из скальных грунтов необходимо определять с учетом возможности образования в грунте поверхности скольжения, при этом соотношение между нормальными и касательными напряжениями по всей поверхности скольжения соответствует предельному состоянию грунта и характеризуется расчетными значениями угла внутреннего трения и удельного сцепления.

3.6. Для незаглубленных, малозаглубленных фундаментов и фундаментов мелкого заложения при относительном заглублении $\frac{h}{b} \leqslant 1{,}5$ (h — глубина заложения подошвы фундамента; b — ширина подошвы в плоскости действия горизонтальных сил и опрокидывающих моментов) рекомендуется несущую способность основания из нескальных грунтов определять при особом сочетании нагрузок по схеме одностороннего сдвига с учетом влияния сейсмических колебаний на напряженное состояние грунта.

Примечание. Для фундаментов глубокого заложения при $\frac{h}{b} > 1{,}5$ расчет несущей способности основания при сейсмических воздействиях можно не производить, так как при этом не наблюдается выпирания грунта на поверхность.

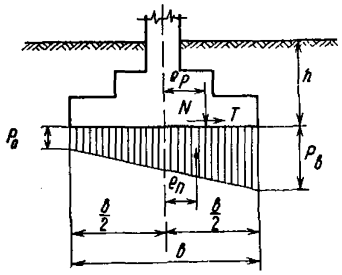

Рис. 1. Эпюра предельного давления под подошвой фундамента

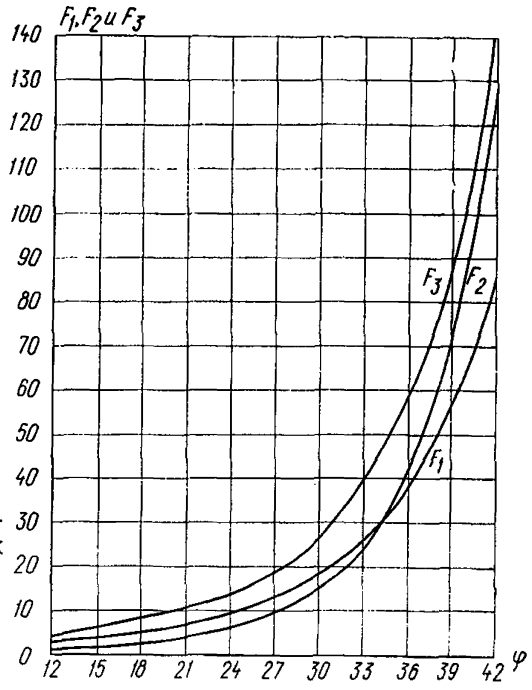

Рис. 2. Графики для коэффициентов в формулах (4) и (5)

3.7. При расчете несущей способности нескальных оснований, испытывающих сейсмические колебания, ординаты эпюры предельного давления под краями подошвы фундамента (рис. 1) определяются по формулам:

$$p_0 = n_q F_1 \gamma_0' h + n_c (F_1 - 1) \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}; \qquad (4)$$

$$p_b = p_0 + n_\gamma \gamma_0 b (F_2 - k_0 F_3), \qquad (5)$$

где n_q, n_c и n_γ — коэффициенты влияния соотношения сторон подошвы прямоугольного фундамента;

F_1, F_2 и F_3 — коэффициенты, определяемые по графикам рис. 2 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения φ;

γ'_0 и γ_0 — соответственно расчетные значения объемного веса слоев грунта, находящихся выше и ниже подошвы фундамента (в необходимых случаях определяются с учетом взвешивающего действия грунтовых вод);

h — глубина заложения фундаментов (в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента принимается значение h, соответствующее наименьшей пригрузке, например со стороны подвала);

b — ширина подошвы фундамента;

c — расчетное значение удельного сцепления грунта;

k_0 — коэффициент, значение которого принимается по табл. 1 в зависимости от интенсивности сейсмического воздействия.

Таблица 1

Расчетная сейсмичность в баллах . .	7	8	9
Значения коэффициента k_0	0,05	0,10	0,20

Коэффициенты влияния соотношения сторон подошвы фундамента определяются по формулам:

$$n_q = 1 + 1{,}5\frac{b}{l}; \quad n_c = 1 + 0{,}3\frac{b}{l}; \quad n_\gamma = 1 - 0{,}25\frac{b}{l}, \qquad (6)$$

где l — длина фундамента в направлении, перпендикулярном расчетному.

Формулы (6) применимы при условии $1 \geqslant b/l \geqslant 0{,}2$. Если $b/l < 0{,}2$, фундамент следует рассчитывать как ленточный. Если $b/l > 1$, коэффициенты влияния соотношения сторон принимаются равными

$$n_q = 2{,}5; \quad n_c = 1{,}3; \quad n_\gamma = 0{,}75, \qquad (7)$$

однако при этом необходимо произвести дополнительную проверку устойчивости основания в поперечном направлении.

Для ленточных фундаментов в формулах (4) и (5) следует применять $n_q = n_c = n_\gamma = 1$.

Эксцентрицитет расчетной нагрузки $e_р$ и эксцентрицитет эпюры предельного давления $e_п$ определяются выражениями:

$$e_р = \frac{M}{N}; \qquad (8)$$

$$e_п = \frac{b}{6}\,\frac{p_b - p_0}{p_b + p_0}, \qquad (9)$$

где N и M — вертикальная составляющая расчетной нагрузки и момент, приведенные к подошве фундамента при особом сочетании нагрузок.

Величины $e_р$ и $e_п$ рассматриваются с одинаковым знаком, т. е. направлены в одну сторону от вертикальной оси симметрии фундамента, так как минимум несущей способности основания имеет место при сдвиге грунта в сторону, противоположную эксцентрицитету нагрузки.

В зависимости от соотношения между величинами $e_р$ и $e_п$ несущая способность основания принимается равной:

а) при $e_р \leqslant e_п$

$$\Phi = \frac{1}{2} bl\,(p_0 + p_b); \tag{10}$$

б) при $e_р \geqslant e_п$

$$\Phi = \frac{blp_b}{1 + 6\dfrac{e_р}{b}}. \tag{11}$$

При применении формулы (3) для ленточных фундаментов нагрузка и несущая способность основания определяются для единицы их длины ($l=1$).

3.8. При расчете оснований и фундаментов на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий допускается неполное опирание подошвы фундамента на грунт (частичный отрыв), если выполнены следующие условия:

а) эксцентрицитет расчетной нагрузки не превышает одной трети ширины фундамента в плоскости опрокидывающего момента

$$e_р \leqslant \frac{b}{3}; \tag{12}$$

б) расчет несущей способности основания производится для условной ширины фундамента b_c, равной ширине зоны сжатия под подошвой фундамента

$$b_c = 3\left(\frac{b}{2} - e_р\right), \tag{13}$$

при этом могут применяться указания п. 3.7 путем замены в формулах (5), (6), (9) и (11) величины b на b_c;

в) максимальное расчетное напряжение под подошвой фундамента $\sigma_{макс}$, вычисленное с учетом его неполного опирания на грунт, не должно превышать краевой ординаты эпюры предельного давления

$$\sigma_{макс} = \frac{2N}{3l\left(\dfrac{b}{2} - e_р\right)} \leqslant p_b, \tag{14}$$

где b — полная ширина фундамента;

N и $e_р$ — те же величины, что и в формуле (8);

p_b — определяется по формуле (5), но для фундамента, имеющего условную ширину b_c.

3.9. При одновременном действии на фундамент системы сил и моментов во взаимно перпендикулярных вертикальных плоскостях расчет несущей способности основания на особое сочетание нагрузок производится раздельно на действие сил в каждом направлении независимо друг от друга.

3.10. Расчет прочности фундаментов производится в соответствии с нормативными документами для несейсмических районов на действие основного и особого сочетания расчетных нагрузок. При этом эпюры напряжений под подошвой жестких фундаментов при-

нимаются в трапецеидальной или треугольной форме, а для гибких определяются методом статического расчета балок и плит на упругом основании.

3.11. При расчете фундаментов с учетом сейсмических воздействий при наличии длительно действующих горизонтальных нагрузок в основном сочетании следует производить дополнительную проверку здания на опрокидывание и сдвиг по подошве фундамента. В последнем случае учитывается трение подошвы фундамента о грунт в соответствии с указаниями СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений».

4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

4.1. Проектирование свайных фундаментов для сейсмических районов выполняется в соответствии с главами СНиП II-Б.5-67 * «Свайные фундаменты. Нормы проектирования», СНиП II-Б.6-66 «Основания и фундаменты зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах. Нормы проектирования», «Руководством по проектированию свайных фундаментов» (Стройиздат, М., 1971), «Руководством по проектированию свайных фундаментов зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах» (Стройиздат, М., 1969) с учетом настоящих Рекомендаций.

Примечание. Проектирование свайных фундаментов с промежуточной подушкой выполняется в соответствии с «Рекомендациями по проектированию свайных фундаментов с промежуточной подушкой для зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах» (изд-во ЦК КП Молдавии, Кишинев, 1974).

4.2. Целесообразность применения свайных фундаментов в сейсмических районах, а также выбор конструкции свай и ростверка решается проектной организацией на основе технико-экономического анализа, учитывающего сейсмичность и грунтовые условия строительной площадки, назначение здания и условия его эксплуатации.

4.3. Производство работ по погружению свай в различные грунты и приемка работ осуществляются в соответствии с правилами для несейсмических районов, при этом разворот квадратных и прямоугольных свай в плане относительно продольных и поперечных осей здания не допускается, а приемка свай, не добитых до проектной отметки, разрешается, если величина заглубления сваи в грунт составляет не менее 4 м и обеспечивается принятая в проекте несущая способность сваи на вертикальные и горизонтальные нагрузки с учетом сейсмических воздействий.

4.4. При проектировании свайных фундаментов рекомендуется предусматривать опирание нижних концов свай на скальные породы, крупнообломочные грунты с песчаным заполнением, плотные маловлажные песчаные грунты, твердые и полутвердые глинистые грунты.

4.5. Не рекомендуется использовать в качестве несущего слоя под нижними концами свай рыхлые водонасыщенные пески, мягкопластичные и текучепластичные глинистые грунты, просадочные грунты (за исключением случаев, указанных в п. 4.12), вечномерзлые грунты в оттаивающем и оттаявшем состоянии.

4.6. Величина заглубления в грунт свай должна быть не менее

4 м, за исключением случаев опирания нижних концов свай на скальные грунты. Для зданий и сооружений, отнесенных к пп. 3 и 4 табл. 4 СНиП II-А.12-69, возможно применение свай с глубиной погружения менее 4 м. На такие свайные фундаменты положения настоящего раздела не распространяются.

4.7. Антисейсмические усиления надземных конструкций, предусмотренные СНиП II-А.12-69, должны выполняться и при свайных фундаментах.

4.8. Расчет свайных фундаментов зданий и сооружений с учетом сейсмических воздействий производится на особое сочетание нагрузок (включая сейсмическое воздействие) по первому предельному состоянию и предусматривает:

а) определение несущей способности свай на вертикальную нагрузку;

б) проверку сечений свай по сопротивлению материала на совместное действие расчетных усилий: нормальной силы, изгибающего момента и перерезывающей силы;

в) проверку устойчивости свай по условию ограничения давления, оказываемого на грунт боковыми поверхностями сваи.

Примечание. В случае применения высокого свайного ростверка определение расчетных значений сейсмических сил по формуле (1) главы СНиП II-А.12-69 следует вести как для здания с «гибкой» нижней частью, увеличивая коэффициент динамичности β в 1,5 раза, если период колебаний основного тона составляет 0,4 с и более. При этом значение коэффициента β должно быть не выше 3 и не ниже 1,2.

4.9. Несущая способность P_c забивной висячей сваи, работающей на осевую сжимающую нагрузку, с учетом сейсмических воздействий определяется по формуле

$$P_c = km\left(m_c R^{н} F + u \sum_{h}^{l} m_{c_i} f_i^{н} l_i\right), \qquad (15)$$

где k — коэффициент однородности грунта, принимаемый равным 0,7;

m — коэффициент условий работы, принимаемый $m=1$;

m_c, m_{c_i} — коэффициенты условий работы, учитывающие влияние сейсмических колебаний на напряженное состояние грунта под нижним концом и по боковой поверхности сваи в i-м слое грунта, принимаются по табл. 2;

$R^{н}$ — нормативное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по указаниям пп. 5.4 и 5.5 СНиП II-Б.5-67*;

F — площадь опирания на грунт сваи;

u — периметр поперечного сечения сваи;

$f_i^{н}$ — нормативное сопротивление i-го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, определяемое по указаниям пп. 5.4 и 5.5 СНиП II-Б.5-67*, учитывается, начиная с глубины h;

l_i — толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи;

h — глубина, до которой не учитывается сопротивление грунта на боковой поверхности сваи; для свай с глубиной погружения $l \leqslant 5$ м принимается $h=l$; для свай с глубиной погружения $l>5$ м принимается $h=\frac{4}{\alpha}$ (но не менее 3 и не более 6), где α — коэффициент упругой деформации, определяемый по указаниям пп. 4.10 и 4.23;

l — глубина погружения сваи в грунт.

Таблица 2

Расчетная сейсмичность в баллах	Значения коэффициентов m_c		m_{c_l}			
	маловлажные песчаные грунты средней плотности и плотные	глинистые грунты твердой, полутвердой и тугопластичной консистенции	песчаные грунты средней плотности любой влажности	глинистые грунты консистенции		
				тугопластичной	мягкопластичной	текучепластичной
7	0,95	0,95	0,95	0,95	0,85	0,75
8	0,85	0,90	0,85	0,90	0,80	0,70
9	0,75	0,85	0,75	0,85	0,70	0,60

Примечание. Для видов грунтов, не указанных в табл. 2, разрешается значения коэффициентов m_c и m_{c_l} принимать по результатам испытаний свай имитированными сейсмическими воздействиями.

4.10. Величина коэффициента упругой деформации α определяется по формуле

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{Kb_c}{EJ}}, \qquad (16)$$

где K — коэффициент пропорциональности, характеризующий грунт как упругодеформируемую среду с линейно-нарастающим по глубине коэффициентом постели: принимается в зависимости от вида грунта, окружающего сваю, в соответствии с п. 2 приложения 7 «Руководства по проектированию свайных фундаментов»; для просадочных грунтов природной влажности значения K принимаются как для твердых глин и суглинков; если по условиям эксплуатации возможность продолжительного замачивания верхних слоев просадочного грунта не исключается (например, при мокром технологическом процессе), то указанные значения уменьшаются в 4 раза;

b_c — условная рабочая ширина сваи (в м) принимается равной $b_c=1{,}5b+0{,}5$;

b — диаметр круглого, сторона квадратного или прямоугольного (в плоскости, перпендикулярной действию горизонтальной нагрузки) сечения сваи, м;

EJ — жесткость поперечного сечения сваи на изгиб; для железобетонных свай определяется по указаниям разд. 9 главы СНиП II-В.1-62 * «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» с учетом требований раздела 8 главы СНиП II-Б.5-67 *.

Для вечномерзлых грунтов величина коэффициента упругой деформации определяется по результатам испытаний свай в соответствии с п. 4.23 в зависимости от принципа использования вечномерзлых грунтов (в мерзлом, оттаивающем или оттаявшем состоянии) в качестве оснований зданий и сооружений в соответствии с главой СНиП II-Б.6-66. При необходимости перед испытанием организуется протаивание грунта до расчетной глубины.

4.11. Определение несущей способности свай-стоек, опирающихся на скальные и крупнообломочные грунты с песчаным заполнением, производится без введения дополнительных (сейсмических) коэффициентов условий работы.

4.12. Определение несущей способности забивных свай в просадочных грунтах с учетом сейсмических воздействий производится по формуле (5) «Руководства по проектированию свайных фундаментов зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах» с введением дополнительных коэффициентов m_c и m_{cl}, учитывающих влияние сейсмических колебаний на напряженное состояние грунта соответственно под нижним концом и по боковой поверхности сваи в i-м слое грунта, при этом сопротивление грунта на боковой поверхности сваи в грунтовых условиях 1-го типа по просадочности учитывается, начиная с глубины h, определяемой в соответствии с п. 4.9, а в грунтовых условиях 2-го типа — не учитывается в пределах всей просадочной толщи.

Если замачивание просадочных грунтов основания невозможно, в качестве несущего слоя под нижними концами свай разрешается использовать грунты с относительной просадочностью $\delta_{пр}<0{,}02$ (где $\delta_{пр}$ определяется по формуле (2) СНиП II-Б.2-62 «Основания и фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах. Нормы проектирования» при давлении на грунт $p=250$ кН/м^2) при условии, что просадка от собственного веса вышележащих слоев грунта практически отсутствует или не превышает 5 см. В этом случае при определении несущей способности свай с учетом сейсмических воздействий значения коэффициентов m_c и m_{cl} следует принимать по табл. 2 как для глинистых грунтов твердой, полутвердой и тугопластичной консистенции.

Если возможность аварийного замачивания просадочных грунтов основания не исключается, в качестве несущего слоя под нижними концами свай разрешается использовать такие же грунты и при определении несущей способности свай с учетом сейсмических воздействий следует принимать те же значения коэффициентов m_c и m_{cl}, а также коэффициентов условий работы m_1 и m_2, что и в предыдущем случае. При этом необходимо дополнительно определить несущую способность сваи в статических условиях и в расчетах принимать наименьшее из двух значений несущей способности — с учетом аварийного замачивания или с учетом сейсмических воздействий.

Если замачивание просадочных грунтов основания неизбежно (мокрый технологический процесс или повышение уровня грунтовых вод), нижние концы свай следует заглублять в непросадочные грунты, отвечающие требованиям п. 4.5, и при определении несущей способности свай с учетом сейсмических воздействий значения коэффициента m_{ci} принимать по табл. 2 как для глинистых грунтов мягкопластичной консистенции.

4.13. Определение несущей способности свайных фундаментов в вечномерзлых грунтах с сохранением мерзлого состояния грунта в течение всего периода эксплуатации здания или сооружения производится по СНиП II-Б.6-66 без введения дополнительных (сейсмических) коэффициентов условий работы. При использовании грунтов в оттаивающем или в оттаявшем состоянии нижние концы свай следует заглублять ниже расчетной глубины оттаивания на величину не менее 2 м; в этом случае при определении несущей способности свай сопротивление грунта сдвигу и трение по боковой поверхности до глубины оттаивания не учитываются.

4.14. При проектировании свайных фундаментов не следует передавать выдергивающие нагрузки на сваи с глубиной погружения $l \leqslant 5$ м. Несущая способность $P_{вс}$ сваи, работающей на выдергивание в сейсмических условиях при глубине погружения $l > 5$ м, определяется по формуле

$$P_{вс} = kmu \sum_{h}^{l} m_{ci} f_i^{н} l_i, \qquad (17)$$

где k, u, m_{ci}, $f_i^{н}$, l_i, h, l — значения те же, что и в формуле (15);

m — коэффициент условий работы, принимаемый $m=0{,}8$.

4.15. Распределение нагрузок между сваями, а также определение внутренних усилий в сваях и давления, оказываемого на грунт боковыми поверхностями свай, выполняется методами строительной механики в соответствии с конструктивной схемой сооружения и ростверка.

Горизонтальную нагрузку разрешается принимать равномерно распределенной на все сваи в пределах отдельного фундамента, если конструкция, размеры, а также условия сопряжения голов с ростверком и опирания нижних концов всех свай одинаковы. Вертикальную нагрузку на каждую сваю можно определять в соответствии с указаниями п. 9.5 СНиП II-Б.5-67 *.

4.16. Проверка сечений железобетонных свай и свай-оболочек по сопротивлению материала (по первому предельному состоянию) на совместное действие расчетных усилий (нормальной силы, изгибающего момента и поперечной силы) должны производиться в соответствии с главой СНиП II-В.1-62 * «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» как для внецентренно сжатого или растянутого элемента.

4.17. Для свай, защемленных в низкий ростверк, величину максимальных значений изгибающего момента $M_{макс}^{изг}$ и поперечной силы $Q_{макс}$ от действия расчетных (при особом сочетании) нагрузок можно определять соответственно по формулам:

$$M_{макс}^{изг} = \frac{\alpha HEJ}{\alpha^2 EJ - P}; \qquad (18)$$

$$Q_{\text{макс}} = H + \frac{PH}{\alpha^2 EJ - P}, \qquad (19)$$

где α, EJ — значения те же, что и в формуле (16);

H — расчетная горизонтальная сила на одну сваю в уровне подошвы находящегося на грунте ростверка;

P — расчетная вертикальная сжимающая нагрузка на одну сваю.

4.18. Проверку устойчивости сваи или сваи-оболочки по условию ограничения давления, оказываемого на грунт боковыми поверхностями, рекомендуется производить в соответствии с п. 6 приложения 7 «Руководства по проектированию свайных фундаментов», принимая расчетное значение угла внутреннего трения пониженным на величину $\Delta\varphi$, определяемую так же, как и в формуле (2) п. 2.3 настоящих Рекомендаций.

Проведение расчета на устойчивость не требуется для свай и свай-оболочек с размерами сторон поперечного сечения $b \leqslant 0{,}6$ м, погружаемых на глубину более $10b$, за исключением случаев погружения в илы, рыхлые пески или глинистые грунты текучепластичной и текучей консистенции.

4.19. Для свай, защемленных в низкий ростверк, величину максимального давления $\sigma_z^{\text{макс}}$, оказываемого боковой поверхностью сваи на грунт от действия расчетных (при особом сочетании) нагрузок, следует определять для глубины $z = \frac{1{,}2}{\alpha}$ по формуле

$$\sigma_z^{\text{макс}} = \frac{0{,}7\,\alpha^3 HEJ}{b_c\,(\alpha^2 EJ - P)}, \qquad (20)$$

где α, H, E, J, P — значения те же, что и в формуле (19);

b_c — диаметр круглого, сторона квадратного или прямоугольного (в плоскости, перпендикулярной действию горизонтальной нагрузки) сечения сваи.

4.20. Если количество свай, рассчитанных на вертикальные нагрузки, недостаточно для восприятия расчетных (при особом сочетании нагрузок) горизонтальных сил, возможно применение дополнительных свай, длина которых, удовлетворяя требованиям п. 4.6, может быть меньше основных и определится только расчетом на горизонтальную нагрузку.

4.21. Несущая способность $P_c^{\text{в}}$ сваи на вертикальную нагрузку с учетом сейсмических воздействий по результатам полевых исследований определяется по формуле

$$P_c^{\text{в}} = \frac{P_c}{P} P_{\text{ис}}, \qquad (21)$$

где P_c и P — расчетные значения несущей способности сваи на вертикальную нагрузку соответственно с учетом и без учета сейсмических воздействий;

$P_{\text{ис}}$ — несущая способность сваи, определяемая одним из способов в соответствии с пп. 6.2, 6.3, 6.4 или 6.6 главы СНиП II-Б.5-67 * по данным забивки, результатам испытаний вдавливающей статической нагруз-

кой, по данным статического зондирования или погружения при помощи вибропогружателя.

4.22. Несущая способность на горизонтальную нагрузку свай, защемленных в ростверк, на основании полевых исследований определяется по результатам испытаний свайных фундаментов горизонтальной статической нагрузкой с одновременным загружением ростверка вертикальной нагрузкой, соответствующей нагрузке от здания или сооружения.

4.23. Коэффициент упругой деформации α по результатам статических испытаний горизонтальной нагрузкой свободно стоящих свай, забитых на глубину более 5 м, определяется по формуле

$$\alpha = 1{,}34 \sqrt[3]{\frac{P_{ст}^{г}}{y_0 EJ}}, \qquad (22)$$

где $P_{ст}^{г}$ — величина расчетной горизонтальной статической нагрузки, приходящейся на одну сваю, в уровне поверхности грунта;

y_0 — горизонтальное перемещение сваи в уровне поверхности грунта, вызванное силой $P_{ст}^{г}$;

EJ — значение то же, что и в формуле (16).

4.24. Для свай в просадочных грунтах, когда замачивание основания неизбежно (мокрый технологический процесс или повышение уровня грунтовых вод), испытания свай вертикальной и горизонтальной нагрузкой должны производиться после предварительного замачивания грунта, осуществляемого в соответствии с «Руководством по проектированию свайных фундаментов зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах».

4.25. Несущая способность сваи на вертикальную и горизонтальную нагрузки, определенная по результатам испытаний, должна быть проверена расчетом по условию сопротивления материала сваи и ограничения давления, оказываемого на грунт боковыми поверхностями сваи в соответствии с п. 6.1 * главы СНиП II-Б.5-67 * и п. 4.8 настоящих Рекомендаций. При этом в расчетах значения коэффициента упругой деформации α принимаются по результатам полевых испытаний.

4.26. В необходимых случаях проводятся испытания свайных фундаментов имитированными сейсмическими воздействиями по специальной программе, разрабатываемой с учетом инженерно-геологических условий площадки строительства, расчетной сейсмичности проектируемого здания или сооружения и действующих на фундаменты нагрузок.

5. УЧЕТ УПРУГОЙ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ПЕРИОДОВ СВОБОДНЫХ КОЛЕБАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

5.1. Настоящие Рекомендации распространяются на все типы зданий и сооружений, расчетная схема которых может быть представлена в виде консольного стержня либо с равномерно распределенной массой по высоте, либо с различным числом равных сосредоточенных масс, включая массу фундамента (рис. 3).

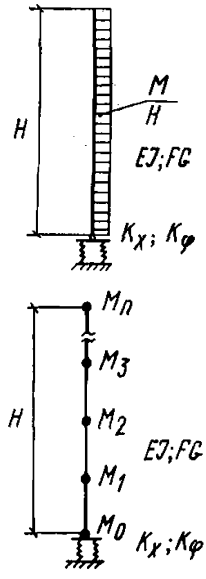

Рис. 3. Расчетная схема здания

а — с равномерно распределенной массой; *б* — с «*n*» сосредоточенными равными массами

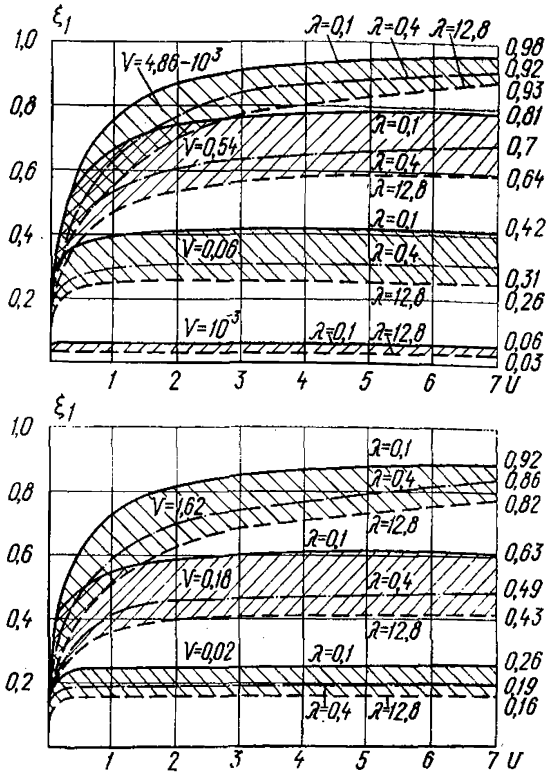

Рис. 4. Значения коэффициента ξ_1 для зданий с равномерно распределенной массой и с числом сосредоточенных масс больше 2

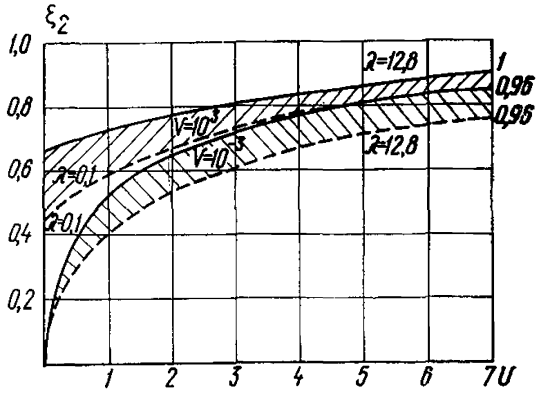

Рис. 5. Значения коэффициента ξ_2 для зданий с равномерно распределенной массой и с числом сосредоточенных масс больше 2

5.2. Учет упругой податливости основания при определении периодов свободных колебаний зданий и сооружений для первых двух тонов производится по формуле

$$T_i = \frac{T_{i\infty}}{\xi_i}, \qquad (23)$$

где $T_{i\infty}$ — период свободных колебаний i-го тона для зданий и сооружений с абсолютно-жесткой заделкой в основании;

T_i — то же, с учетом упругой податливости основания;

ξ_i — коэффициент упругой податливости основания, определяемый для первых двух тонов колебаний по графикам на рис. 4—6 в зависимости от параметров u, v и λ (см. п. 5.3).

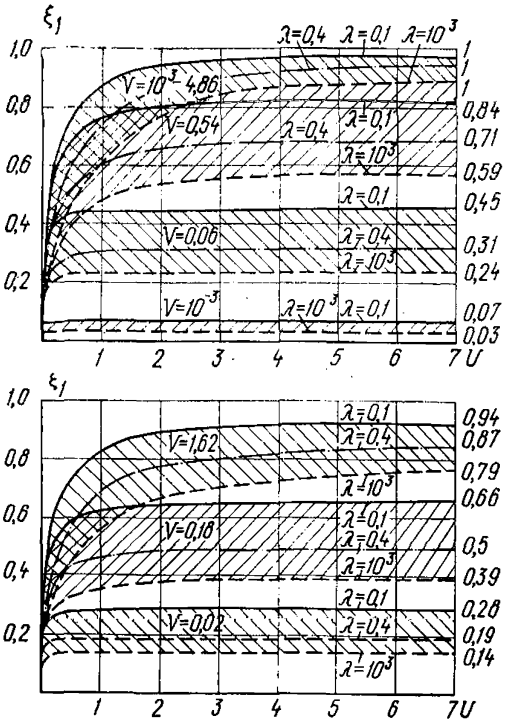

Рис. 6. Значения коэффициента ξ_1 для зданий с двумя сосредоточенными массами

Примечание. Величина ξ_i для промежуточных значений v и λ определяется по графической интерполяции сначала по v, а затем по λ. Цифры, показанные на графиках справа, соответствуют ξ_i при $u \longrightarrow \infty$.

5.3. Параметры u, v и λ, зависящие от соотношения жесткостей надземной и подземной части здания или сооружения (изгибной и сдвиговой жесткости надземной части и жесткости основания при сдвиге и повороте фундамента), определяются по формулам:

$$u = \frac{k_1 K_x H}{FG\gamma_{пр}}; \quad v = \frac{k_1 K_\varphi}{FGH\gamma_{пр}}; \quad \lambda = \frac{k_1 EJ}{FGH^2 \gamma_{пр}}, \qquad (24)$$

где K_x, K_φ — соответственно коэффициенты упругой жесткости основания при сдвиге фундамента и при его повороте относительно продольной оси здания, определяемые в соответствии с п. 5.5;

E, G — соответственно модуль упругости и модуль сдвига материала стен;

F, J — соответственно площадь и момент инерции относительно продольной оси поперечного сечения стен здания;

H — высота здания от планировочной отметки;

k_1, $\gamma_{пр}$ — коэффициенты, учитывающие соответственно влияние формы сечения и проемности стен и определяемые в соответствии с «Инструкцией по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений», Госстройиздат, М., 1962.

5.4. Для предварительных расчетов возможно определение параметров u, v и λ по формулам:

$$u = \frac{\alpha_1}{\beta} C_z H; \quad v = \frac{\alpha_1}{\beta} C_z \frac{b^2}{4H}; \quad \lambda = \frac{\alpha_2}{\gamma H^2}, \qquad (25)$$

где

$$\alpha_1 = \frac{F_0}{F}; \quad \alpha_2 = \frac{J}{F};$$

C_z — коэффициент упругого равномерного сжатия грунта, определяемый по СНиП II-Б.7-70 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Нормы проектирования»;

b — ширина здания;

F_0 — площадь фундамента здания по внешнему контуру;

β — коэффициент, принимаемый равным:

для железобетонных зданий — $30 \cdot 10^4$ (Н/м²);

для кирпичных зданий — $3 \cdot 10^4$ (Н/м²);

γ — коэффициент, принимаемый равным:

для железобетонных зданий — 0,1;

для кирпичных зданий — 0,06.

5.5. Коэффициенты упругой жесткости основания K_x и K_φ, необходимые для вычисления параметров u, v и λ по формулам (24), для различных типов фундаментов определяются следующим образом:

а) для фундаментов из перекрестных лент при отношении меньшего размера выреза к ширине ленты, не превышающем 8—10, значения K_x и K_μ допускается определять как для сплошной плиты с размерами, равными размерам ленточного фундамента по внешнему контуру, по формулам:

$$K_x = 0{,}7 C_z F_0; \qquad (26)$$

$$K_\varphi = kC_z J_0, \qquad (27)$$

где F_0, J_0 — соответственно площадь подошвы сплошного фундамен-

та и ее момент инерции относительно продольной оси;

k — коэффициент формы фундамента, определяемый по графику на рис. 7 в зависимости от отношения длины фундамента l к его ширине b;

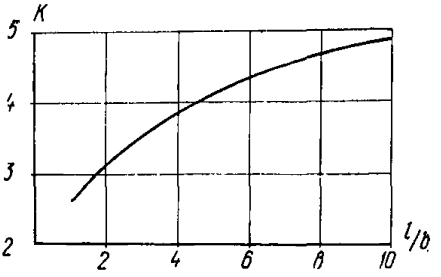

Рис. 7. Зависимость коэффициента K от отношения длины фундамента к его ширине

б) для фундаментов столбчатых при $d/b \geqslant 2{,}5$, где d — наименьшее расстояние между соседними фундаментами: b — сторона фундамента в том же направлении, коэффициенты упругой жесткости основания следует определять как сумму жесткостей отдельных фундаментов.

При $d/b < 2{,}5$ коэффициенты жесткости определяются как для сплошной плиты по формулам (26) и (27);

в) при устройстве свайных фундаментов с низким ростверком коэффициенты упругой жесткости основания K_x и K_φ определяются как для ленточных или столбчатых фундаментов в зависимости от типа ростверка без учета жесткости свай.

ПРИМЕР РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЯ ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА

По расчету на основное сочетание нагрузок ширина подошвы фундамента принята $b=6$ м при глубине заложения $h=2$ м. Фундамент опирается на основание, сложенное пылеватым влажным песком, для которого определены следующие значения расчетных характеристик: объемный вес $\gamma_0 = 1{,}5 \cdot 10^4$ Н/м^3; угол внутреннего трения $\varphi=26°$; удельное сцепление $c=0{,}4 \cdot 10^4$ Н/м^2. Объемный вес насыпного грунта выше подошвы фундамента $\gamma_0' = 1{,}2 \cdot 10^4$ Н/м^3. При особом сочетании нагрузок с учетом сейсмического воздействия интенсивностью 9 баллов к подошве фундамента приложены вертикальная нагрузка $N=104 \cdot 10^4$ Н/м, горизонтальная нагрузка $T=13 \cdot 10^4$ Н/м и момент $M=98 \cdot 10^4$ Нм/м. Необходимо рассчитать основание по первому предельному состоянию.

По графику рис. 2 определяем: $F_1=12$; $F_2=8{,}2$; $F_3=16{,}8$. По табл. 1 принимаем $k_0=0{,}2$. Ординаты эпюры предельного давления под краями подошвы ленточного фундамента вычисляем по формулам (4) и (5):

$$p_0 = 1 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 10^4 \cdot 2 + (12-1)\,\frac{0{,}4 \cdot 10^4}{0{,}49} = 45 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$p_в = 45 \cdot 10^4 + 1 \cdot 1{,}5 \cdot 10^4 \cdot 6\,(8{,}2 - 0{,}2 \cdot 16{,}8) = 80{,}3 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2.$$

Эксцентрицитеты расчетной нагрузки и эпюры предельного давления, согласно формулам (8) и (9), равны:

$$e_р = \frac{98 \cdot 10^4}{104 \cdot 10^4} = 0{,}94 \text{ м};$$

$$e_п = \frac{6}{6}\,\frac{(80{,}3-45)\,10^4}{(80{,}3+45)\,10^4} = 0{,}28 \text{ м}.$$

Величина $l_р < \frac{e}{6}\,b$, следовательно, имеет место полное опирание подошвы фундамента на грунт.

Так как $e_п < e_р$, несущую способность основания определяем по формуле (11):

$$\Phi = \frac{6 \cdot 1 \cdot 80{,}3 \cdot 10^4}{1 + 6\,\frac{0{,}94}{6}} = 248 \cdot 10^4 \text{ Н/м}.$$

Принимаем $m_c=1$ и по формуле (3) окончательно получаем

$$N = 104 \cdot 10^4 \text{ Н} < \frac{1 \cdot 248 \cdot 10^4}{1{,}5} = 166 \cdot 10^4 \text{ Н/м},$$

следовательно, принятые по расчету на основное сочетание нагрузок

размеры фундамента со значительным запасом удовлетворяют проверке по первому предельному состоянию при особом сочетании нагрузок.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

ПРИМЕР РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЯ СТОЛБЧАТОГО ФУНДАМЕНТА

Фундамент, подошва которого имеет размеры $b=2{,}8$ м и $l=4{,}4$ м, на глубине $h=1{,}8$ м опирается на основание, сложенное глинистым грунтом, имеющим следующие расчетные характеристики: $\gamma_0=1{,}63\cdot10^4$ Н/м^3; $\varphi=23°$; $c=1{,}2\cdot10^4$ Н/м^2.

Объемный вес грунта выше фундамента $\gamma_0=1{,}55\cdot10^4$ Н/м^3. Требуется произвести расчет основания по первому предельному состоянию на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмичности 8 баллов. При этом к основанию фундамента приложена вертикальная нагрузка $N=256\cdot10^4$ Н, горизонтальная нагрузка $T=38\cdot10^4$ Н и момент $M=186\cdot10^4$ Нм.

По формуле (8) определим эксцентрицитет расчетной нагрузки

$$e_p=\frac{186\cdot10^4}{256\cdot10^4}=0{,}73\text{ м}.$$

Условие (12) при этом выполняется $\left(e_p<\frac{1}{3}b=0{,}93\text{ м}\right)$, однако имеет место частичный отрыв подошвы, так как

$$e_p>\frac{1}{6}b=0{,}47\text{ м}.$$

Поэтому в соответствии с формулой (13) расчет необходимо проводить для условной ширины фундамента:

$$b_c=3\left(\frac{2{,}80}{2}-0{,}73\right)=2{,}01\text{ м}.$$

По графику рис. 2 и по формулам (6) определяем:

$$F_1=8{,}4;\quad F_2=5{,}4;\quad F_3=12{,}7;$$

$$n_q=1+1{,}5\frac{2{,}01}{4{,}40}=1{,}69;$$

$$n_c=1+0{,}3\frac{2{,}01}{4{,}40}=1{,}4;$$

$$n_\gamma=1-0{,}25\frac{2{,}01}{4{,}40}=0{,}89.$$

Ординаты эпюры предельного давления при $k_0=0{,}1$ (табл. 1) вычисляем по формулам (4) и (5):

$$p_0 = 1{,}69 \cdot 8{,}4 \cdot 1{,}55 \cdot 10^4 \cdot 1{,}8 + 1{,}14\,(8{,}4 - 1)\,\frac{1{,}2 \cdot 10^4}{0{,}42} =$$

$$= 65{,}9 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$p_b = 65{,}9 \cdot 10^4 + 0{,}89 \cdot 1{,}63 \cdot 10^4 \cdot 2{,}01\,(5{,}4 - 0{,}1 \cdot 12{,}7) =$$

$$= 77{,}4 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2.$$

Максимальное напряжение под краем подошвы фундамента равно:

$$\sigma_{\text{макс}} = \frac{2 \cdot 256 \cdot 10^4}{3\left(\frac{2{,}80}{2} - 0{,}73\right)4{,}4} = 58{,}3 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2 < P_b,$$

т. е. условие (14) выполняется.

Находим по формуле (9) эксцентрицитет эпюры предельного давления

$$e_{\text{п}} = \frac{2{,}01}{6}\,\frac{(77{,}4 - 65{,}9)\,10^4}{(77{,}4 + 65{,}9)\,10^4} = 0{,}027 \text{ м}.$$

При $e_{\text{п}} < e_{\text{р}}$ несущую способность вычисляем по формуле

$$\Phi = \frac{2{,}01 \cdot 4{,}4 \cdot 77{,}4 \cdot 10^4}{1 + 6\,\frac{0{,}73}{2{,}01}} = 215 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

Принимая $m_c = 1$, по формуле (3) получаем

$$N = 256 \cdot 10^4 \text{ Н} > \frac{m_c \Phi}{k_{\text{н}}} = \frac{1 \cdot 215 \cdot 10^4}{1{,}5} = 143 \cdot 10^4 \text{ Н},$$

следовательно, устойчивость основания не обеспечена и требуется увеличить размеры фундамента.

Примем $b = 3$ м, оставляя другие размеры фундамента прежними. Тогда:

$$b_c = 3\left(\frac{3}{2} - 0{,}73\right) = 2{,}31 \text{ м};$$

$$n_q = 1 + 1{,}5\,\frac{2{,}31}{4{,}40} = 1{,}79;$$

$$n_c = 1 + 0{,}3\,\frac{2{,}31}{4{,}40} = 1{,}16;$$

$$n_\gamma = 1 - 0{,}25\,\frac{2{,}31}{4{,}40} = 0{,}87;$$

$$p_0 = 1{,}79 \cdot 8{,}4 \cdot 1{,}55 \cdot 10^4 \cdot 1{,}8 + 1{,}16\,(8{,}4 - 1)\,\frac{1{,}2 \cdot 10^4}{0{,}42} =$$

$$= 68{,}6 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$p_b = 68{,}6 \cdot 10^4 + 0{,}87 \cdot 1{,}63 \cdot 10^4 \cdot 2{,}31\ (5{,}4 - 0{,}1 \cdot 12{,}7) =$$

$$= 81{,}4 \cdot 10^4\ \text{Н/м}^2;$$

$$\sigma_{\text{макс}} = \frac{2 \cdot 256 \cdot 10^4}{4{,}4 \cdot 2{,}31} = 50{,}4 \cdot 10^4\ \text{Н/м}^2 < p_b;$$

$$e_{\text{п}} = \frac{2{,}31}{6} \frac{(81{,}4 - 68{,}6)\ 10^4}{(81{,}4 + 68{,}6)\ 10^4} = 0{,}034\ \text{м} < e_{\text{р}};$$

$$\Phi = \frac{2{,}31 \cdot 4{,}4 \cdot 81{,}4 \cdot 10^4}{1 + 6 \dfrac{0{,}73}{2{,}31}} = 286 \cdot 10^4\ \text{Н};$$

$$N = 256 \cdot 10^4\ \text{Н} > \frac{1 \cdot 286 \cdot 10^4}{1{,}5} = 191 \cdot 10^4\ \text{Н},$$

т. е. и в этом случае надежность основания недостаточна.

Принимая $b = 3{,}3$ м, получаем:

$$b_c = 3\left(\frac{3{,}3}{2} - 0{,}73\right) = 2{,}76\ \text{м};$$

$$n_q = 1 + 1{,}5 \frac{2{,}76}{4{,}40} = 1{,}94;$$

$$n_c = 1 + 0{,}3 \frac{2{,}76}{4{,}40} = 1{,}19;$$

$$n_\gamma = 1 - 0{,}25 \frac{2{,}76}{4{,}40} = 0{,}84;$$

$$p_0 = 1{,}94 \cdot 8{,}4 \cdot 1{,}55 \cdot 10^4 \cdot 1{,}8 + 1{,}19\ (8{,}4 - 1) \frac{1{,}2 \cdot 10^4}{0{,}42} =$$

$$= 72{,}8 \cdot 10^4\ \text{Н/м}^2;$$

$$p_b = 72{,}8 \cdot 10^4 + 0{,}84 \cdot 1{,}63 \cdot 10^4 \cdot 2{,}76 (5{,}4 - 0{,}1 \cdot 12{,}7) = 87{,}6 \cdot 10^4\ \text{Н/м}^2;$$

$$\sigma_{\text{макс}} = \frac{2 \cdot 256 \cdot 10^4}{4{,}4 \cdot 2{,}76} = 42{,}2 \cdot 10^4\ \text{Н/м}^2 < p_b;$$

$$e_{\text{п}} = \frac{2{,}76}{6} \frac{(87{,}6 - 72{,}8) 10^4}{(87{,}6 + 72{,}8) 10^4} = 0{,}04\ \text{м} < e_{\text{р}};$$

$$\Phi = \frac{2{,}76 \cdot 4{,}4 \cdot 87{,}6 \cdot 10^4}{1 + 6 \dfrac{0{,}73}{2{,}76}} = 410 \cdot 10^4\ \text{Н};$$

$$N = 256 \cdot 10^4\ \text{Н} < \frac{1 \cdot 410 \cdot 10^4}{1{,}5} = 274 \cdot 10^4\ \text{Н}.$$

Окончательно ширина фундамента принята равной 3,3 м.

Примечание. При изменении ширины подошвы столбчатого фундамента в примере расчета не учтено некоторое возрастание вертикальной нагрузки, так как в данном случае оно относительно мало и не приводит к нарушению условия (3) при ширине подошвы 3,3 м.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

ПРИМЕР РАСЧЕТНОГО СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

Требуется рассчитать с учетом сейсмических воздействий свайный фундамент под колонну производственного здания, возводимого на площадке с расчетной сейсмичностью 8 баллов. Грунтовые условия площадки и конструкция свайного фундамента заимствованы из примера 22 «Руководства по проектированию свайных фундаментов», составленного в развитие главы СНиП II-Б.5-67*. Фундамент запроектирован в виде куста из шести свай сечением 0,3×0,3 м, глубина погружения свай 9,5 м (рис. 8). Расстояние между осями свай в кусте 0,9 м. На фундамент сооружения действует вертикальная сила $N=2{,}95$ МН, изгибающий момент $M=0{,}49$ МН·м и горизонтальная сила $S=0{,}3$ МН.

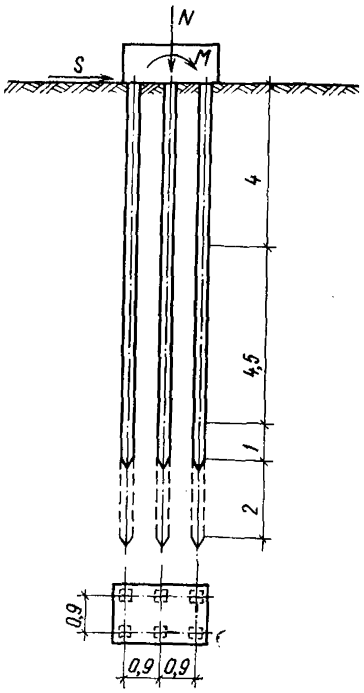

Рис. 8. Расчетная схема свайного фундамента

Грунтовые условия. С поверхности на глубину 4 м залегает слой мягкопластичного суглинка, затем на глубину 4,5 м — тугопластичная глина и ниже — крупный песок, разведанный до глубины 7 м.

Физико-механические свойства грунтов следующие:

суглинок мягкопластичный $\gamma_0=1{,}8$ г/см³; $\varphi^н=14°$; $\varepsilon=0{,}85$; $B=0{,}55$;

глина тугопластичная $\gamma_0=1{,}9$ г/см³; $\varphi^н=24°$; $\varepsilon=0{,}55$; $B=0{,}30$;

песок крупный $\gamma_0=2$ г/см³; $\varphi^н=40°$; $\varepsilon=0{,}55$; $c=1$ кН/м².

Решение.

1. Расчетные нагрузки на сваи, входящие в фундамент, определяем по формулам:

$$P=\frac{N}{n}\pm\frac{Mx}{\Sigma x^2};\qquad \Sigma x^2=4\cdot 0{,}9^2=3{,}24\ \text{м}^2;$$

$$P=\frac{2{,}95}{6}\pm\frac{0{,}49\cdot 0{,}9}{3{,}24}=0{,}492\pm 0{,}136;$$

$P_{макс} = 0{,}628$ МН $= 628$ кН; $P_{мин} = 0{,}356$ МН $= 356$ кН.

Несущая способность сваи в статических условиях, определенная по формуле (5) главы СНиП II-Б.5-67 *, составляет $P \cong 700$ кН > 628 кН, что удовлетворяет требованиям расчета свай по первому предельному состоянию в статических условиях.

Примем сваю марки СН 10-30 (серии I.011-1, вып. 2) с напрягаемой стержневой арматурой 4Ф10AIV. Для железобетонных предварительно-напряженных свай появление трещин не допускается (п. 8.1 СНиП II-Б.5-67 *), жесткость сваи на изгиб при кратковременном действии нагрузки в соответствии с п. 93 * СНиП II-В.1-62 * определяется по формуле $EJ = B_к = 0{,}85 E_б J_п$, где $E_б$ — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении; $J_п$ — момент инерции приведенного поперечного сечения с учетом всей продольной арматуры. Для принятой сваи с напрягаемой арматурой из горячекатаной стали периодического профиля класса A-IV и марки бетона 300 при размерах сторон поперечного сечения $0{,}3 \times 0{,}3$ м величина жесткости на изгиб $EJ = 18{,}9$ МН·м^2.

Условная рабочая ширина сваи $b_c = 1{,}5 \cdot 0{,}3 + 0{,}5 = 0{,}95$ м.

Коэффициент пропорциональности K принимаем по табл. 26 приложения 7 «Руководства по проектированию свайных фундаментов» для верхнего слоя грунта — мягкопластичного суглинка; с учетом перевода в системе единиц СИ $K = 4{,}5$ МН/м^4.

Коэффициент упругой деформации определяем по формуле (16):

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{4{,}5 \cdot 0{,}95}{18{,}9}} = 0{,}75 \text{ м}^{-1}.$$

Длина верхнего участка сваи, вдоль которой трение по боковой поверхности не учитывается, равна:

$$h = \frac{4}{0{,}75} = 5{,}3 \text{ м} < 6 \text{ м}.$$

Учитываем боковое трение начиная с глубины 4,9 м. Несущую способность сваи с учетом сейсмических воздействий определяем по формуле (15):

$$P_c = km \left(m_c R^н F + u \sum_h^l m_{c_i} f_i^н l_i \right),$$

где $k = 0{,}7$; $m = 1$; $F = 0{,}09$ м^2; $u = 1{,}2$ м; $R^н = 724 \cdot 10^4$ Н/м^2 (для глубины $l = 9{,}5$ м по табл. 1 СНиП II-Б.5-67 * с учетом перевода в систему единиц СИ); $m_c = 0{,}85$ для песка; $m_{c_1} = m_{c_2} = 0{,}9$ для слоя глины; $m_{c_3} = 0{,}85$ для слоя песка (по табл. 2); $f_1^н = 4{,}14 \cdot 10^4$ Н/м^2; $f_2^н = 4{,}38 \cdot 10^4$ Н/м^2; $f_3^н = 6{,}34 \cdot 10^4$ Н/м^2 (по табл. 2 главы СНиП II-Б.5-67 *).

$$P_c = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 10^4 [0{,}85 \cdot 724 \cdot 0{,}09 + 1{,}2 (0{,}9 \cdot 4{,}15 \cdot 1{,}8 +$$
$$+ 0{,}9 \cdot 4{,}4 \cdot 1{,}8 + 0{,}85 \cdot 6{,}34 \cdot 0{,}6] = 55 \cdot 10^4 \text{ Н} = 550 \text{ кН}.$$

$P_c = 550$ кН < 628 кН, что не удовлетворяет требованиям расчета сваи на вертикальную нагрузку с учетом сейсмических воздействий.

Примем сваю марки СН 12-30 длиной 12 м с глубиной погружения 11,5 м (размеры сторон поперечного сечения и жесткости сваи на изгиб остались прежними). Нормативное сопротивление грунта под нижним концом сваи $R^{н}=736\cdot10^{4}$ Н/м^2; сопротивление на боковой поверхности сваи для нижнего слоя песка $f_4^{н}=6{,}6\cdot10^{4}$ Н/м^2. Несущую способность сваи с учетом сейсмических воздействий определяем по формуле (15):

$$P_c = 0{,}7\cdot1\cdot10^{4}\,[0{,}85\cdot736\cdot0{,}09 + 1{,}2\,(0{,}9\cdot4{,}15\cdot1{,}8 + 0{,}9\cdot4{,}4\cdot1{,}8 + 0{,}85\cdot6{,}34\cdot0{,}6 + 0{,}85\cdot6{,}6\cdot2{,}4)] = 63{,}2\cdot10^{4}\,\text{Н} = 632\,\text{кН}.$$

$P_c=632$ кН>628 кН, что удовлетворяет требованиям расчета сваи на вертикальную нагрузку с учетом сейсмических воздействий.

2. Проверяем сечение сваи на действие изгибающего момента и поперечной силы.

Горизонтальная нагрузка на каждую сваю

$$H = \frac{S}{n} = \frac{0{,}3}{6} = 0{,}05\,\text{МН}.$$

Для различных сочетаний горизонтальной и вертикальной нагрузок величину изгибающего момента и поперечной силы определяем по формулам (18) и (19):

$$P_{\text{макс}} = 628\,\text{кН}\;\; M^{\text{изг}}_{\text{макс}} = \frac{0{,}82\cdot0{,}05\cdot18{,}9}{0{,}67\cdot18{,}9 - 0{,}628} =$$

$$= 0{,}0642\,\text{МН}\cdot\text{м} = 64{,}2\,\text{кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\text{макс}} = 0{,}05 + \frac{0{,}628\cdot0{,}05}{12{,}022} = 0{,}0526\,\text{МН} = 52{,}6\,\text{кН};$$

$$P_{\text{мин}} = 356\,\text{кН}\;\; M^{\text{изг}}_{\text{макс}} = 0{,}053\,\text{МН}\cdot\text{м} = 53\,\text{кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\text{макс}} = 0{,}0515\,\text{МН} = 51{,}5\,\text{кН}.$$

Для проверки свай по прочности на внецентренное сжатие воспользуемся вспомогательными графиками выпуска 1 рабочих чертежей забивных железобетонных свай серии 1.011-1-1. Сваи марки СН 12-30 сечением $0{,}3\times0{,}3$ м с маркой бетона 300 и напрягаемой стержневой арматурой 4Ф12AIV при расчете по прочности на внецентренное сжатие могут воспринимать следующие максимальные величины изгибающих моментов:
при вертикальной нагрузке $P=628$ кН $M_{\text{доп}}=55$ кН·м$<64{,}2$ кН·м;
при вертикальной нагрузке $P=356$ кН $M_{\text{доп}}=60$ кН·м>53 кН·м.
Следовательно, сваи марки СН 12-30 не удовлетворяют требованиям расчета по прочности.

Примем сваю марки С12-30 с теми же размерами, но без предварительного напряжения арматуры. Расчетная величина жесткости сваи на изгиб EJ, учитывая возможность образования трещин, может снизиться примерно в 2 раза; величина коэффициента упругой деформации α увеличится примерно на 15%, в связи с чем расчетные величины изгибающего момента в сечении сваи уменьшаются примерно на 10%, а расчетная величина поперечной силы увеличится примерно на 3%.

По графикам выпуска 1 серии I.011-1, сваи марки С12-30, сечением 0,3×0,3 м, с маркой бетона 300 и ненапрягаемой арматурой 4Ф16AII при расчете по прочности на внецентренное сжатие могут воспринимать следующие максимальные величины моментов: при вертикальной нагрузке $P=628$ кН $M_{доп}=78$ кН·м$>64{,}2$ кН·м; при вертикальной нагрузке $P=356$ кН $M_{доп}=65$ кН·м>53 кН·м, что удовлетворяет требованиям расчета.

Проверяем прочность наклонного сечения сваи на действие поперечной силы в соответствии с главой СНиП II-В.1-62 *. Для бетона марки 300 расчетное сопротивление растяжению $R_р=1050$ кН/м^2, ширина сечения сваи $b=0{,}3$ м, рабочая высота сечения $h_0=0{,}26$ м, величина

$$R_р b h_0 = 1050 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}26 = 82{,}5 \text{ кН} > Q_{макс} = 52{,}6 \text{ кН},$$

следовательно, расчета прочности сечения на поперечную силу не требуется.

3. Проверку прочности грунта по условию ограничения давления, оказываемого на грунт боковыми поверхностями свай, проводить не требуется, так как поперечные размеры свай $b=0{,}3$ м$<0{,}6$ м и свая погружена в глинистые грунты мягкопластичной и тугопластичной консистенции на глубину 11,5 м$>10b=3$ м.

Оставляем принятую по серии I.011-1 марку сваи С12-30 сечением 30×30 см, длиной 12 м с глубиной погружения 11,5 м.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

ПРИМЕР РАСЧЕТА ПЕРИОДА СВОБОДНЫХ КОЛЕБАНИЙ ЗДАНИЯ С УЧЕТОМ УПРУГОЙ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЙ

Требуется определить период свободных колебаний крупнопанельного здания с учетом податливости основания. Расчетная схема здания — консольный стержень с равномерно распределенной по высоте массой.

Данные по расчету:

Высота здания $H=27$ м; ширина $b=12$ м; длина $l=80$ м. Равномерно распределенная масса по высоте здания $m=3{,}5\cdot10^2$ кг/м. Площадь стен здания в плане $F=120$ м^2; момент инерции площади сечения стен здания $J=500$ м^4. Фундаменты ленточные (перекрестные) с расстоянием между поперечными осями 2,6 и 3,2 м и шириной ленты 0,4 м. Расчетная площадь подошвы фундамента, определенная как для сплошной плиты, $F_0=960$ м^2; момент инерции площади подошвы фундамента $J_0=12\cdot10^3$ м^4; коэффициенты проемности стен $\gamma_{пр}=0{,}64$ и формы сечения $k_1=2{,}4$.

Модуль упругости материала стен при сжатии $E=2\cdot10^{10}$ Н/м^2, при сдвиге $G=0{,}8\cdot10^{10}$ Н/м^2.

Грунты в основании здания имеют нормативное давление $R^н=2\cdot10^5$ Н/м^2.

Р е ш е н и е. В соответствии со СНиП II-Б.7-70, величина коэффициента упругого равномерного сжатия для грунта с $R^н=2\cdot10^5$ Н/м^2 принимается равной $C_z=40\cdot10^6$ Н/м^3.

Коэффициенты жесткости основания определяются по формулам (26) и (27):

$$K_x = 0{,}7 C_z F_0 = 0{,}7 \cdot 40 \cdot 10^6 \cdot 960 = 27 \cdot 10^9 \text{ Н/м};$$

$$K_\varphi = k C_z J_0 = 4{,}55 \cdot 40 \cdot 10^6 \cdot 12 \cdot 10^3 = 218 \cdot 10^{10} \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

По графику на рис. 7 в зависимости от отношения сторон фундамента $l/b = 6{,}65$ коэффициент $k = 4{,}55$.

Параметры u, v и λ определяются по формулам (24):

$$u = \frac{k_1 K_x H}{FG\gamma_{\text{пр}}} = \frac{2{,}4 \cdot 27 \cdot 10^9 \cdot 27}{120 \cdot 0{,}8 \cdot 10^{10} \cdot 0{,}64} = 2{,}84;$$

$$v = \frac{k_1 K_\varphi}{FGH\gamma_{\text{пр}}} = \frac{2{,}4 \cdot 218 \cdot 10^{10}}{120 \cdot 0{,}8 \cdot 10^{10} \cdot 27 \cdot 0{,}64} = 0{,}315;$$

$$\lambda = \frac{k_1 EJ}{FGH^2 \gamma_{\text{пр}}} = \frac{2{,}4 \cdot 2 \cdot 10^{10} \cdot 500}{120 \cdot 0{,}8 \cdot 10^{10} \cdot 27^2 \cdot 0{,}64} = 0{,}054.$$

В соответствии с графиком на рис. 4 коэффициент упругой податливости основания для первой формы колебаний $\xi = 0{,}7$.

Период первого тона свободных колебаний здания, определенный в соответствии с «Инструкцией по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений» (Госстройиздат, М., 1962), в предположении абсолютно жесткой заделки основания с учетом деформаций изгиба и сдвига, $T_\infty = 0{,}285$ с.

Период первого тона свободных колебаний здания с учетом податливости основания:

$$T_{\text{I}} = \frac{T_\infty}{\xi} = \frac{0{,}285}{0{,}7} = 0{,}41 \text{ с}.$$

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
1. Общие положения	3
2. Проектирование оснований и фундаментов с учетом сейсмических воздействий	3
3. Расчет несущей способности оснований при сейсмических воздействиях	5
4. Проектирование свайных фундаментов	10
5. Учет упругой податливости основания при определении периодов свободных колебаний зданий и сооружений . .	16
Приложение 1. Пример расчета несущей способности основания ленточного фундамента . . .	21
Приложение 2. Пример расчета несущей способности основания столбчатого фундамента . .	22
Приложение 3. Пример расчета свайного фундамента . .	25
Приложение 4. Пример расчета периода свободных колебаний здания с учетом упругой податливости оснований	28

ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ОСНОВАНИЙ
И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ им. Н. М. ГЕРСЕВАНОВА

Рекомендации
по проектированию оснований и фундаментов зданий
и сооружений, возводимых в сейсмических районах

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Зав. редакцией А. С. Певзнер
Редактор Л. Г. Бальян
Мл. редактор Л. Н. Козлова
Технические редакторы Л. В. Бодрова, Ю. Л. Циханкова
Корректоры В. И. Галюзова, Н. П. Чугунова

Сдано в набор 2/IX 1975 г. Подписано к печати 5/XI 1975 г.
Т-14798 Формат 84×108¹/₃₂ д. л. Бумага типографская № 2.
1,68 усл. печ. л. (уч.-изд. 1,90 л.) Тираж 10 000 экз.
Изд. XII—5235 Зак. № 1386 Цена 10 коп.

Стройиздат,
103006, Москва, Каляевская, д. 23а.

Московская типография № 32 Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.
Москва, К-51, Цветной бульвар, д. 26.

gost.e-ecolog.ru