

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
КЫРГЫЗСКО-РОССИЙСКИЙ СЛАВЯНСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ АРХИТЕКТУРЫ, ДИЗАЙНА И СТРОИТЕЛЬСТВА

Кафедра «Защита в чрезвычайных ситуациях»

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ПРАКТИКУМ

Бишкек 2016

УДК 699.841
С 28

Рецензенты:

А.М. Токтосопиев, д-р физ.-мат. наук, проф. КГЮА,
Г.В. Косивцов, канд. техн. наук., с.н.с., начальник Управления ГИССИП Госстроя КР,
Б.С. Матозимов, канд. техн. наук, доцент

Рекомендовано к изданию НТС ГИССИП Госстроя КР,
НТС НИИ «Сейсмостойкого строительства» КГУСТА и НТС КРСУ

Сейтов Б.М., Ордобаев Б.С.

С 28 **СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ: Практикум.** Бишкек: Изд-во КРСУ, 2015. 96 с.

Изложены основные положения теории сейсмостойкости зданий и сооружений на современном этапе, приведены нормы по сейсмостойкому строительству Кыргызской Республики, дана шкала интенсивности землетрясений MSK-64. Приведено большое количество примеров расчета определения горизонтальных сейсмических нагрузок на различные здания и сооружения.

Для студентов старших курсов архитектурно-строительных специальностей, магистрантов, аспирантов, преподавателей и инженерно-технических работников научных и проектных организаций.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
ГЛАВА I. ПРОБЛЕМЫ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ И СЕЙСМОУСТОЙЧИВОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	6
1.1. Основные этапы развития теории железобетона	6
1.2. Исследования теории сопротивления железобетона	7
1.3. Метод расчета по допускаемым напряжениям	8
1.4. Метод расчета по разрушающим усилиям	10
1.5. Предпосылки расчетов сечений по предельным состояниям	11
1.6. Сущность метода	12
1.7. Метод расчета по предельным состояниям	13
1.8. Расчет сейсмостойкости и сейсмоустойчивости строительных конструкций зданий и сооружений	14
1.9. Физические свойства строительных конструкций в предельном состоянии при землетрясениях	17
1.10. Исследования несущей способности строительных конструкций при сейсмических нагрузках высокой интенсивности	18
1.12. Технические и физические требования к сейсмоустойчивости зданий и сооружений	21
1.13. Условия сейсмостойкости и сейсмоустойчивости зданий и сооружений	23
ГЛАВА II. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ТЕОРИИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	31
2.1. Статическая теория Ф. Омори	31
2.2. Динамическая теория Н. Мононобэ	33
2.3. Теория К.С. Завриева	36
2.4. Ударно-волновая концепция С.Б. Смирнова	37
ГЛАВА 3. АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЕ РЕШЕНИЯ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО СЕЙСМОЗАЩИТЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	39
ГЛАВА 4. ОРМЫ ПО СЕЙСМОСТОЙКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ	44
4.1. Основные положения строительных норм и правил Кыргызской Республики	44
4.1.1. Районирование сейсмоактивных зон по интенсивности силы землетрясения в баллах	44
4.1.2. Установление сейсмичности строительной площадки в зависимости от категории грунта	46
4.1.3. Определение сейсмической нагрузки на здания и сооружения	48
4.1.4. Поступательно-крутильная сейсмическая нагрузка	51
4.1.5. Некоторые особенности расчета зданий по сейсмостойкости	52
4.2. Шкала интенсивности землетрясений MSK-64	52
ГЛАВА 5. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ	56
5.1. Определение расчетной сейсмической силы на кирпичное здание	56
5.2. Определение расчетной сейсмической силы на здание мельницы	58

5.3. Определение расчетной сейсмической силы на водонапорную железобетонную башню	60
5.4. Определение расчетной сейсмической силы на одноэтажное трехпролетное промышленное здание без кранового оборудования	62
5.5. Определение расчетной сейсмической силы на одноэтажное промышленное здание с крановым оборудованием.....	66
5.6. Определение расчетной сейсмической силы на трехэтажное каркасное здание	70
5.7. Определение расчетной сейсмической силы на железобетонную дымовую трубу	76
5.8. Определение сейсмической силы на железобетонный рамный каркас сложной системы промышленного здания	82
ПРИЛОЖЕНИЯ	91

ВВЕДЕНИЕ

Среди наиболее опасных для всего человечества природных катастроф сильные землетрясения занимают особое место. Они происходили всегда, и во все времена истории нашей планеты от них страдала природа, терпели бедствия люди. Каждое сильное землетрясение в густонаселенной местности является катастрофой. Города и селения, превращенные в руины, множество погибших, огромный материальный ущерб. Невольно напрашивается мысль, как преодолеть данную проблему? Ежегодно во всем мире в среднем регистрируется, по меньшей мере, миллион землетрясений; из них только одно или два достигают магнитуду 8, около двадцати обладают достаточной силой, чтобы заставить содрогаться всю нашу планету, сто или двести бывают разрушительными, тысяча причиняют некоторый ущерб и триста тысяч отчетливо ощущаются. По современным оценкам экспертов ЮНДРО и ЮНЕСКО ежегодный ущерб от землетрясений составляет несколько десятков миллиардов долларов, и во многих развивающихся странах поглощает значительную часть национального дохода. Одно катастрофическое землетрясение может унести до миллиона жизней и причинить огромный материальный ущерб. При этом негативные экономические последствия будут наблюдаться далеко за пределами территории, непосредственно пострадавшей от землетрясения. История хранит множество рассказов о сильнейших землетрясениях, в том числе о грандиозных катастрофах. Только разрушительные подземные толчки, зарегистрированные на земном шаре с начала нашего столетия, составляют более 10 тысяч.

В условиях нашей страны проблема сейсмостойкого строительства имеет особое значение, так как мы находимся в сейсмоопасных и сейсмоактивных районах с интенсивностью сейсмической силы 7, 8 и 9 баллов. Это подтверждается последствиями некоторых сильных землетрясений происшедших только за последние годы. Например, в Нарынской, Баткенской и Ошской областях. Результаты обследования показали, что отдельные проектные решения, и особенно качество строительных работ не соответствовало нормативным требованиям сейсмостойкого строительства. А самое главное – квалификация инженерно-технических работников и производителей работ не отвечает требованиям сейсмостойкого строительства.

ГЛАВА I

ПРОБЛЕМЫ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ И СЕЙСМОУСТОЙЧИВОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

1.1. Основные этапы развития теории железобетона

Железобетонные конструкции начали применять со второй половины XIX века в связи с развитием промышленности и транспорта. Первые железобетонные конструкции – плиты, балки и колонны – появились в 1860–1880 гг. почти одновременно в нескольких наиболее развитых странах (Англия, Франция, Германия, США). В России железобетон начали применять с 1886 г. Практическое применение железобетонных конструкций в строительстве приходится на конец XIX – начало XX вв.

Созданию первых теоретических основ железобетона и его практическому внедрению способствовали работы многих ученых: Консидера и Ф. Геннебика (Франция), Е. Мерша (Германия), Р. Залигера (Австралия), Н.А. Белелюпского, И.Г. Малюги, И.С. Подольского, М.Я. Штаерманна, С.Е. Фрайфельда (Россия) и др. В начале теория расчета железобетона базировалась на законах сопротивления материалов: бетон рассматривали как упругий материал, подчиняющийся закону Гука и с использованием гипотезы плоских сечений и т. п. Первые технические условия на железобетонные сооружения издаются в 1904–1908 гг. в Германии, Франции и России.

В советский период железобетонные конструкции вначале применялись в гражданском и промышленном строительстве, а затем и в гидротехническом. Были спроектированы и построены уникальные для того времени сооружения – Центральный телеграф и дом газеты «Известия» в Москве, Дом промышленности объектов и гидротехнических сооружений. В 1928 г. появились пространственные конструкции, с этого же времени внедряется сборный железобетон. В 1930-х гг. идея предварительного напряжения железобетона, высказанная еще в конце прошлого века, приобрела практическое значение благодаря работам известного французского инженера Э. Фрейсине.

Значительным этапом в развитии теории железобетона (1931 г.) проф. А.Ф. Лолейта было предложено отказаться от господствовавшей теории «упругого» железобетона и перейти к расчету по стадии разрушения. Еще в дореволюционный период русские инженеры предлагали пересмотреть эту теорию. Эта новаторская для того времени идея разрабатывалась как в СССР, так и за рубежом. В ЦНИПС работы проводились под руководством проф. А.А. Гвоздева, Я.В. Столярова, В.И. Мурашева и др. В 1950-х годах были подготовлены и выпущены нормативные документы – главы СНиП по проектированию и расчету железобетонных конструкций по предельным состояниям.

Огромный размах строительства после Великой Отечественной войны потребовал внедрения промышленных методов возведения зданий и сооружений с применением сборных элементов заводского изготовления. Была создана новая отрасль народного хозяйства – промышленность сборного железобетона, ставшая промышленной базой современного капитального строительства. С тех пор она непрерывно развивается. Так, в 1954 г. сборных железобетонных конструкций и изделий было изготовлено более 3,0 млн м³. В настоящее время железобетонные конструкции занимают ведущее место в капитальном строительстве.

1.2. Исследования теории сопротивления железобетона

Экспериментальные исследования по изучению совместной работы двух различных по своим физико-механическим свойствам материалов – бетона и стальной арматуры – проводились с самого начала появления железобетона. Экспериментами было установлено, что нелинейные деформации бетона и трещины в растянутых зонах оказывают существенное влияние на напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов. Допущения о линейной зависимости между напряжениями и деформациями и основанные на этих допущениях формулы сопротивления упругих материалов для железобетона часто оказывались неприемлемыми.

Теория сопротивления железобетона строится на опытных данных и законах механики и исходит из действительного напряженно-деформированного состояния (НДС) элементов на различных стадиях нагружения внешней нагрузкой. По мере накопления опытных данных методы расчета железобетонных конструкций совершенствовались. Пока же все расчетные формулы носят эмпирический характер из-за сложности структуры бетона (анизотропный материал).

В развитии теории сопротивления железобетона можно выделить три периода. Основы этой науки были заложены трудами Галилео Галилея (1564–1642). Исследуя в 1638 г. изгиб и осевое растяжение брусьев он принял величину разрушающей нагрузки как критерий нагрузки прочности.

Второй период связан с именами Ивана Кулибина и Луи Навье (1785–1836): в 1826 г. он ввел принцип расчета элементов по стадии эксплуатации, для которой определял допустимую нагрузку как часть разрушающей. Им же введен и термин «напряжение».

Начало третьему периоду было положено в 1905 г. работой Артура Лолейта «К вопросу о правилах приемки железобетонных сооружений». Он предложил рассматривать в расчетах мгновенное равновесие, предшествующее моменту разрушения конструкции. Поскольку бетон при этом не принимает участия в сопротивлении растяжению, из расчета исключался фактор, который приводил к неопределенности решения задачи: нейтральная ось занимала определенное положение.

Теория Навье, получившая позднее название классической, опиралась на следующие допущения:

- стадия эксплуатации и стадия разрушения подобны – отношения усилий, напряжений и деформаций для обеих стадий одинаковы;
- сечения, плоские до деформации, остаются такими и после нее (гипотеза плоских сечений Я. Бернулли);
- напряжения пропорциональны относительным удлинениям (закон Р. Гука).

Из этих допущений вытекали новые:

- напряжения в волокнах изгибаемого элемента растут пропорционально их расстоянию от нейтральной оси (закон Л. Навье);
- модуль упругости данного материала – величина постоянная.

Основы классической теории железобетона были созданы в 1876–1890 гг. Это были годы успешного развития стальных конструкций, поэтому новый, тогда еще мало изученный материал «железобетон» был втиснут в рамки классических положений сопротивления упругого и однородного (изотропного) материала каким можно считать сталь, но не железобетон. Поэтому ни одна из гипотез, названных выше, положенных в основу классической теории железобетона, строго говоря, не справедлива.

Вследствие различия свойств бетона и стали картина напряженного и деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента непрерывно меняется по мере увеличения нагрузки на него. В 1880 г. профессор Львовского политехнического института

Ж.М. Тулье зафиксировал две стадии напряженного состояния, количество которых позднее было увеличено до трех. Эти стадии напряженно-деформированного состояния были положены в основу современных расчетов сечения железобетонных конструкций, и предложен метод расчета по допускаемым напряжениям.

1.3. Метод расчета по допускаемым напряжениям

Метод расчета прочности сечений изгибаемых элементов по допускаемым напряжениям исторически сформировался первым. Вначале до XX в. в нем за основу была взята стадия II напряженно-деформированного состояния и приняты следующие допущения:

- бетон растянутой зоны не работает, растягивающее напряжение воспринимается арматурой;
- бетон сжатой зоны работает упруго, а зависимость между напряжениями и деформациями – линейная согласно закону Гука;
- нормальные к продольной оси сечения, плоские до изгиба, остаются плоскими после изгиба, и применяется гипотеза плоских сечений;
- использовано приведенное бетонное сечение, в котором арматура заменяется эквивалентным сечением по прочности бетона;
- допускаемое напряжение:

$$\sigma_{adm} = P / K,$$

где K – обобщенный коэффициент запаса; P – эксплуатационная нагрузка.

Как следствие этих допущений, в бетоне сжатой зоны принимаются треугольная эпюра напряжений и постоянное отношение модулей упругости материалов: $\alpha = E_s / E_b$ (рисунок 1.1). Рассматривают приведенное однородное сечение, в котором площадь сечения растянутой арматуры A_s заменяют площадью сечения бетона, равной αA_s , а площадь сечения сжатой арматуры A'_s – площадью сечения бетона $\alpha A'_s$ исходя из равенства деформаций бетона и арматуры:

$$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s = \varepsilon_b = \sigma_b / E_b. \quad (1.1)$$

Таким образом, используя отношение (1.1) можно устанавливать зависимость между напряжениями в арматуре и бетоне:

$$\sigma_s = \alpha \sigma_b, \quad (1.2)$$

где $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ – отношение модуля упругости арматуры и бетона.

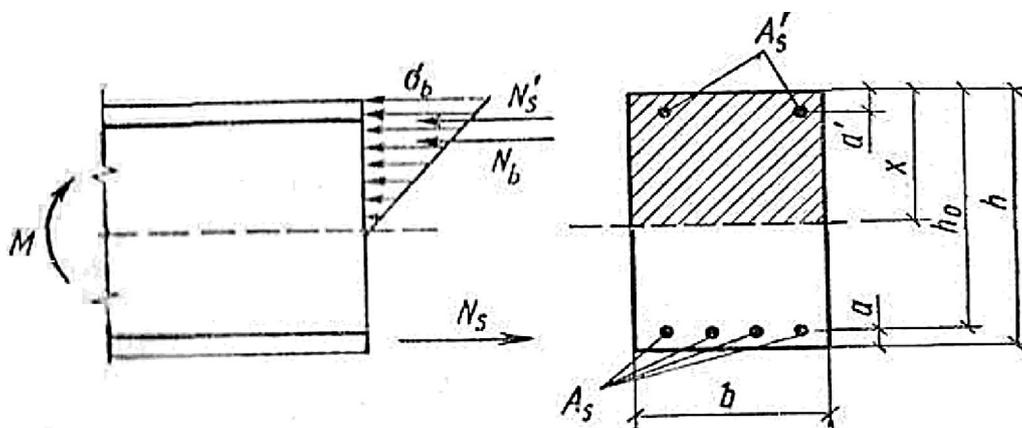


Рисунок 1.1 – К расчету балки прямоугольного сечения по допускаемым напряжениям

Краевое напряжение в бетоне определяют, как для приведенного однородного сечения:

$$\sigma_b = Mx / I_{red}, \quad (1.3)$$

где x – высота сжатой зоны; σ_s и σ'_s – напряжения в растянутой и сжатой арматуре; I_{red} – момент инерции приведенного сечения; M – внешний силовой фактор.

$$\sigma_s = \alpha \frac{M(h_0 - x)}{I_{red}}, \quad (1.4)$$

$$\sigma'_s = \alpha \frac{M(x - a')}{I_{red}},$$

где h_0 – рабочая (полезная) высота сечения; h – полная высота сечения; a – расстояние от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры, до внешнего растянутого края сечения; a' – расстояние от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сечений сжатой арматуры, до внешнего сжатого края сечения.

Высоту сжатой зоны сечения x находят из условия, что статический момент приведенного сечения относительно нейтральной оси равен нулю:

$$S_{red} = \frac{bx^2}{2} + \alpha A'_s(x - a') - \alpha A_s(h_0 - x) = 0. \quad (1.5)$$

Момент инерции приведенного сечения составит:

$$I_{red} = bx^3 / 3 + \alpha A_s(h_0 - x)^2 + \alpha A'_s(x - a')^2. \quad (1.6)$$

Напряжения в бетоне и арматуре ограничивают допускаемыми напряжениями, которые устанавливают, как некоторые доли временного сопротивления бетона сжатию $\sigma_b = 0,45R$ (где, R – марка бетона, принимаемая равной кубиковой прочности бетона) и предела текучести арматуры $\sigma_s = 0,5\sigma_y$.

Основной недостаток метода расчета сечений по допускаемым напряжениям заключается в том, что бетон рассматривается как упругий материал. Действительное же распределение напряжений в бетоне по сечению в стадии II не отвечает треугольной эпюре напряжений, a – расстояние непостоянное, зависящее от значения напряжения в бетоне, продолжительности его действия и других факторов. Не помогает и установление разных значений числа α в зависимости от класса бетона. Установлено, что действительные напряжения в арматуре меньше вычисленных. Этот метод расчета не только не дает возможности спроектировать конструкцию с заранее заданным коэффициентом запаса, но и не позволяет определить истинные напряжения в материалах. В ряде случаев это приводит к излишнему расходу материалов, требует установки арматуры в бетоне сжатой зоны и др.

Особенно ярко недостатки метода расчета по допускаемым напряжениям проявились при внедрении в практику новых видов бетона (тяжелых бетонов высоких классов, легких бетонов на пористых заполнителях) и арматурных сталей высокой прочности. Это побудило советских ученых к выполнению специальных исследований и разработке метода расчета, который лучше отвечал бы упругопластическим свойствам железобетона и позволил бы отказаться от метода расчета по допускаемым напряжениям. Таким методом явился введенный в Нормы в 1938 г. метод расчета по разрушающим усилиям.

1.4. Метод расчета по разрушающим усилиям

Метод расчета сечений по разрушающим усилиям исходит из стадии III-го напряженно-деформированного состояния при изгибе. Работа бетона растянутой зоны не учитывается. В расчетные формулы вместо допускаемых напряжений вводят предел прочности бетона при сжатии и предел текучести арматуры. При этом отпадает необходимость в использовании числа α . Эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны вначале была принята криволинейной, а затем – прямоугольной. Усилие, допускаемое при эксплуатации конструкции, определяют делением разрушающего усилия на общий коэффициент запаса прочности k .

Так, для изгибаемых элементов:

$$M = M_p / k, \quad (1.7)$$

а для сжатых элементов:

$$N = N_p / k. \quad (1.8)$$

При определении разрушающих усилий элементов, работающих по случаю 1 (1.7), разрушение которых начинается и растянутой зоне, вместо гипотезы плоских сечений применяют принцип пластического разрушения, впервые обоснованный советским ученым А.Ф. Лолейтом.

На основании этого принципа, согласно которому напряжения в арматуре и бетоне достигают предельных значений одновременно, были получены расчетные формулы разрушающих усилий изгибаемых и центрально-загруженных элементов.

Для изгибаемого элемента с любым симметричной формы сечением (рисунок 1.2), высоту сжатой зоны определяют из уравнения равновесия внутренних усилий в стадии разрушения:

$$R_u A_b + R_s A'_s = R_s A_s, \quad (1.9)$$

где R_u – временное сопротивление бетона сжатию при изгибе, которое принято равным $1,25 R_b$; R_s – предел текучести арматуры; A_b – площадь сечения сжатой зоны бетона.

Разрушающий момент определяют, как момент внутренних усилий относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры:

$$M_p = R_u S_b + R_s A'_s (h - a'), \quad (1.10)$$

где $S_b = A_b z_b$ – статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры; z_b – расстояние от центра тяжести сечения растянутой арматуры до центра тяжести площади сечения сжатой зоны бетона.

Границу между случаем 1 (1.17), и случаем 2 (1.18) устанавливают на основе опытных данных. При $S_b / S_0 \leq 0,8$ имеет место случай 1 (S_0 – статический момент всей рабочей площади сечения бетона относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры). Для прямоугольных и тавровых сечений с полкой в сжатой зоне граничное значение высоты сжатой зоны $x = 0,55 h_0$.

Таким образом, при расчете этим методом в формулах учитывают запас прочности – единый для элемента в целом. Коэффициент запаса прочности k был установлен нормами в зависимости от причины разрушения конструкции, сочетания силовых воздействий и отношения усилий T_v от временных нагрузок к усилиям T_g от постоянных нагрузок. В случае преобладания временной нагрузки, перегрузка конструкции более вероятна, и коэффициент запаса должен быть больше. Так, для плит и балок $k = 1,8$ при основном сочетании нагрузок и отношении $T_v / T_e \leq 2$, $k = 2$ при $T_0 / T_g > 2$ и т. д. Для сборных конструкций заводского изготовления при основных и дополнительных сочетаниях нагрузок коэффициент запаса уменьшался на 0,2.

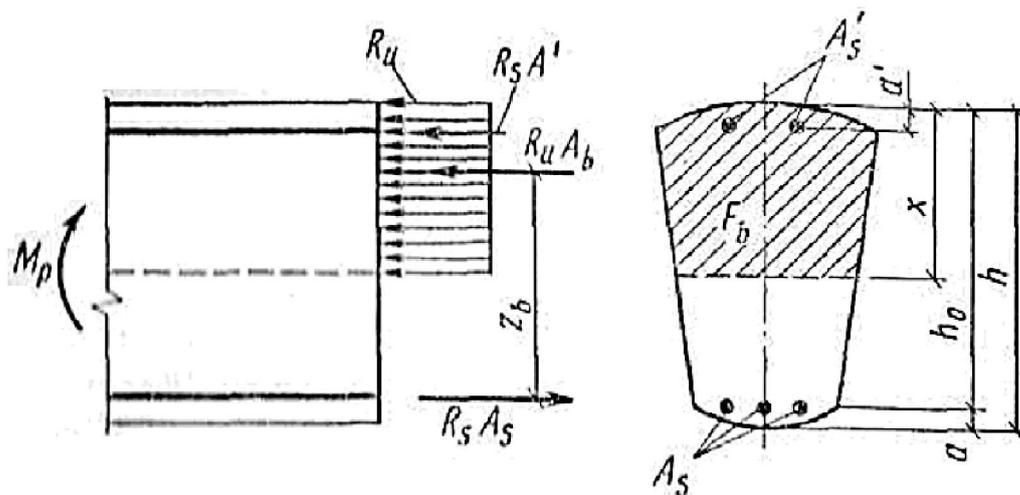


Рисунок 1.2 – К расчету балки любого симметричного сечения по разрушающим усилиям

В расчетах сечений по разрушающим усилиям внутренние усилия M , Q , N от нагрузки определяют также в стадии разрушения конструкции, т. е. с учетом образования пластических шарниров. Для многих видов конструкций – плит, неразрезных балок, рам – такого рода расчеты дают существенный экономический эффект.

Метод расчета по разрушающим усилиям, учитывающий упруго пластические свойства железобетона, более точно отражает действительную работу сечений конструкции под нагрузкой и является серьезным развитием положений теории сопротивления железобетона. Большим преимуществом этого метода по сравнению с методом расчета по допускаемым напряжениям является возможность определения близкого к действительности общего коэффициента запаса прочности. При расчете по разрушающим усилиям в ряде случаев получается меньший расход арматурной стали по сравнению с расходом стали по методу допускаемых напряжений (например, в изгибаемых элементах сжатая арматура по расчету этим методом обычно не требуется).

Недостаток метода расчета сечений по разрушающим усилиям заключается в том, что возможные отклонения фактических нагрузок и прочностных характеристик материалов от их расчетных значений не могут быть явно учтены при одном общем синтезирующем коэффициенте запаса прочности. Поэтому был предложен более прогрессивный метод расчета по предельным состояниям.

1.5. Предпосылки расчетов сечений по предельным состояниям

В расчетах сечений по предельным состояниям пользуются предпосылками, положенными в основу строительных норм и правил (СНиП):

- внутренние усилия в расчетном сечении элемента определяют для стадии (мгновения) его разрушения;
- с помощью системы коэффициентов, вводимых к характеристикам прочности материалов, условиям их работы и нагрузкам, усилия в стадии разрушения приводят к усилиям в стадии эксплуатации;
- рассматривая сечение, проходящее по трещине в растянутом бетоне, сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию представляют напряжениями, равными R_{np} , а эпюру напряжений принимают прямоугольной;

- растягивающие напряжения в арматуре принимают не более ее расчетного сопротивления R_a , сжимающие (если в сжатой зоне имеется расчетная арматура) – не более значения расчетного сопротивления R_{ac} .

В дальнейшем работами советской школы железобетонщиков расчет по стадии разрушения был распространен на внецентренно-сжатые элементы, элементы с жесткой арматурой, на расчет прочности наклонных сечений, кольцевых и круглых сечений и т. д.

Расчет сечений по стадии разрушения получил дальнейшее развитие в ряде работ, которые были обобщены и развиты специально созданной комиссией по унификации методов расчета (В.А. Балдин, А.А. Гвоздев, И.И. Гольденблат, Ю.М. Иванов, В.М. Келдыш, В.М. Коченов, Л.И. Онищик, Н.С. Стрелецкий, К.Э. Таль). Эта комиссия разработала основные положения норм проектирования строительных конструкций и оснований, опирающихся на метод их расчета по расчетным предельным состояниям, установила общность и особенности расчета обычных и предварительно напряженных железобетонных элементов, которые впервые были объединены в одном документе – СНиП II-V 1–62. Результаты новых исследований, выполненных под руководством А.А. Гвоздева, позволили пересмотреть и уточнить ряд расчетных положений, и вошли в СНиП II-21–75, а так же в СНиП 2.03.01–84.

Действующими нормами установлены две группы предельных состояний:

- по несущей способности;
- по пригодности к нормальной эксплуатации.

Предельным называют такое состояние конструкции, по достижении которого она теряет способность сопротивляться воздействию нагрузок (усилий) либо получает чрезмерные деформации или местные повреждения.

1.6. Сущность метода

Метод расчета конструкций по предельным состояниям является дальнейшим развитием метода расчета по разрушающим усилиям. При расчете по этому методу четко устанавливают предельные состояния конструкций и используют систему расчетных коэффициентов, введение которых гарантирует, что такое состояние не наступит при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок и при наименьших значениях прочностных характеристик материалов. Прочность сечений определяют по стадии разрушения, но безопасность работы конструкции под нагрузкой оценивают не одним синтезирующим коэффициентом запаса, а указанной системой расчетных коэффициентов. Конструкции, запроектированные и рассчитанные по методу предельного состояния, получаются несколько экономичнее.

Как прогрессивный, опережающий своё время, этот метод впервые был внедрен в новые нормы проектирования строительных конструкций в 1955 г. С тех пор и по настоящее время расчет железобетонных конструкций производится по методу предельных состояний.

Под «предельным» понимают такое состояние конструкции, после достижения которой, дальнейшая эксплуатация становится невозможной вследствие потери способности сопротивляться внешним нагрузкам или получения недопустимых перемещений или местных повреждений. В соответствии с этим установлены *две группы предельных состояний*:

Расчеты по предельным состояниям первой группы должны обеспечить элемент (конструкцию) от хрупкого, вязкого, усталостного разрушения, потери устойчивости или положения, разрушения от совместного воздействия силовых факторов и внешней среды.

Расчеты по предельным состояниям второй группы должны обеспечить защиту конструкции от образования трещин, чрезмерного или длительного их раскрытия, перемещений (прогибов, углов поворота и перекоса, колебаний), превышающих допустимые.

Расчет по первой группе предельных состояний выполняется с целью предотвращения разрушения конструкции (расчет по прочности), потери устойчивости формы конструкции

(расчет на продольный изгиб) или ее положения (расчет на опрокидывание или скольжение), усталостного разрушения (расчет на выносливость).

Расчет по второй группе предельных состояний имеет цель не допустить развитие чрезмерных деформаций (прогибов), исключить возможность образования трещин в бетоне или ограничить ширину их раскрытия, а также обеспечить в необходимых случаях закрытие трещин после снятия части нагрузки.

Расчет по первой группе предельных состояний является основным и используется при подборе сечений. Расчет по второй группе производится для тех конструкций, которые, будучи прочными, теряют свои эксплуатационные качества вследствие чрезмерных прогибов (балки больших пролетов при относительно малой нагрузке), образования трещин (резервуары, напорные трубопроводы) или чрезмерного раскрытия трещин, приводящего к преждевременной коррозии арматуры.

Железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по двум группам предельных состояний:

- по несущей способности (первая группа);
- по пригодности к нормальной эксплуатации (вторая группа).

Расчет предельных состояний первой группы выполняют для предотвращения следующих явлений:

- хрупкое, вязкое или иного характера разрушение (расчет по прочности с учетом в необходимых случаях прогиба конструкции перед разрушением);
- потери устойчивости формы конструкции (расчет на устойчивость тонкостенных конструкций и т. п.) или ее положения (расчет на опрокидывание и скольжение подпорных стен, внецентренно нагруженных высоких фундаментов);
- расчет на всплытие заглубленных или подземных резервуаров и т. п.;
- усталостного разрушения (расчет на выносливость конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся подвижной или пульсирующей нагрузки: подкрановых балок, шпал, рамных фундаментов и перекрытий под неуравновешенные машины и т. п.);
- разрушения от совместного воздействия силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (агрессивность среды, попеременное замораживание и оттаивание и т. п.).

Расчет продольных состояний второй группы выполняют для предотвращения следующих явлений:

- образования чрезмерного и продолжительного раскрытия трещин (если по условиям эксплуатации они допустимы);
- чрезмерного перемещения (прогибы, углы поворота, углы перекоса и амплитуды колебаний).

Расчеты предельных состояний конструкции в целом, а также отдельных ее элементов или частей выполняют для всех этапов – изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации. При этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям и каждому из перечисленных этапов.

1.7. Метод расчета по предельным состояниям

При расчете по первой группе предельных состояний (по прочности, несущей способности, выносливости, устойчивости) должно выполняться условие

$$F \leq F_u. \quad (1.11)$$

Левая часть выражения (1.11) представляет собой расчетное усилие, равное практически возможному максимальному усилию в сечении элемента при наименее выгодной комбина-

ции расчетных нагрузок или воздействий; оно зависит от усилий F , вызванных расчетными нагрузками q при $\gamma_f > 1$; и условием коэффициента надежности по назначению конструкций γ_n . Расчетное усилие F не должно превышать расчетную несущую способность сечения F_u , которая является функцией расчетных сопротивлений материалов и коэффициентов условий работы γ_{bi} , γ_{si} , учитывающих неблагоприятные или благоприятные условия эксплуатации конструкций, а также формы и размеры сечения.

Кривые распределения усилий от внешней нагрузки 1 и несущей способности 2 зависят от изменчивости рассмотренных выше факторов, и подчиняются закону Гаусса. Выполнение условия (1.11), выраженного графически (заштрихованная область), гарантирует требуемую несущую способность конструкции.

При расчете по второй группе предельных состояний:

а) по перемещениям – требуется, чтобы прогибы от нормативной нагрузки f не превышали предельных значений прогибов f_u , установленных нормами для данного конструктивного элемента:

$$f \leq f_u \quad (1.12)$$

(значение f_u принимают по [1]);

б) по образованию трещин – усилие от расчетной или нормативной нагрузки должно быть меньше или равно усилию, при котором возникают трещины в сечении $F < F_{crc}$;

в) по раскрытию нормальных и наклонных трещин – ширина их раскрытия $a_{crc} a_{crc} \leq a_{crc,u}$, на уровне растянутой арматуры должна быть меньше установленного нормами [1] предельного их раскрытия и $[a_{crc} a_{crc} \leq a_{crc,u}]$ и имеет следующий вид:

$$a_{crc} a_{crc} \leq a_{crc,u} = 0,1 \dots 0,4 \text{ мм} \cdot a_{crc} a_{crc} \leq a_{crc,u} \cdot \quad (1.13)$$

В необходимых случаях требуется, чтобы трещины, образовавшиеся от полной нагрузки, были бы надежно закрыты (зажаты) при действии длительной ее части. В этих случаях производится расчет по закрытию трещин. Таким образом, основная идея метода расчета по предельным состояниям заключается в обеспечении условия, чтобы даже в тех редких случаях, когда на конструкцию действуют максимально возможные нагрузки, прочность бетона и арматуры минимальна, а условия эксплуатации наиболее неблагоприятны, конструкция не разрушилась и не получила бы недопустимых прогибов или трещин. При этом во многих случаях удается получать более экономичные решения, нежели при расчете ранее применявшимися методами.

Предельными считаются состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять предъявляемым к ним в процессе эксплуатации требованиям строительных норм и правил (СНиП), так как теряют способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получают недопустимые перемещения или местные повреждения.

1.8. Расчет сейсмостойкости и сейсмоустойчивости строительных конструкций зданий и сооружений

В настоящее время теория и практика сейсмостойкого строительства достигли высокого уровня развития, о чем свидетельствуют результаты инженерного анализа последствий многих землетрясений за последнее время, при которых здания и сооружения, построенные в соответствии с действующими нормами по сейсмостойкому строительству, удовлетворительно переносят сейсмические воздействия. Вместе с тем катастрофические последствия землетрясения в Армении (7 декабря 1988 г.), при котором наблюдались массовые обрушения зданий современной постройки, выявили ряд проблем, требующих более детального

изучения и безотлагательного решения, для обеспечения сейсмической безопасности и надёжности зданий и сооружений.

Предварительный анализ показывает, что основными причинами столь серьезных последствий явились высокая интенсивность землетрясения (на один-два балла выше расчетной) с аномальными спектральными характеристиками, недостаточно высокий уровень проектирования и конструирования, низкое качество строительства практически всех построенных объектов. Землетрясение выявило несостоятельность нормативных оценок сейсмической опасности территории Армении (ранее несостоятельность сейсмологических прогнозов показали Газлийские землетрясения 1976 и 1984 гг., а также Ташкентское землетрясение 1966 г.). При малой надежности сейсмологических данных главное условие обеспечения безопасности населения, проживающего в сейсмических районах – повышение сейсмостойкости зданий и сооружений. Эта проблема должна быть решена путем совершенствования конструктивных решений сейсмостойких зданий, перехода к физическим методам расчета по реальным акселерограммам землетрясений с использованием нелинейных расчетных моделей, отражающих реальные свойства строительных конструкций в условиях сильных сейсмических движений.

Сейсмостойкость – способность строительных конструкций, зданий и сооружений переносить расчетные сейсмические воздействия, сохраняя свои эксплуатационные качества в пределах, предусмотренных действующими строительными нормами и правилами, а также техническими регламентами.

Сейсмостойкость зданий и сооружений – сравнительно молодая отрасль строительной науки, которая развивается на основе нескольких наук: строительной механики, динамики сооружений, теории упругости строительных конструкций, теорий прочности, пластичности, надежности. Новые возможности развития теории сейсмостойкости связаны с успехами вычислительной математики и широкого использования компьютерных и информационных технологий. В становление и развитие теории сейсмостойкости большой вклад внесли ученые бывшего СССР: В.А. Быховский, И.И. Гольденблат, К.С. Завриев, И.Л. Корчинский, С.В. Медведев, А.Г. Назаров, Ш.Г. Напетваридзе, С.В. Поляков, В.Т. Рассказовский, М.Т. Уразбаев, К.С. Абдурашидов, Я.М. Айзенберг, М.Ф. Барштейн, С.С. Дарбинян, К. Егупов, Т.Ж. Жунусов, В.К. Кабулов, Б.К. Карапетян, Г.Н. Карцивадзе, А.И. Мартемьянов, Н.А. Николаенко, Т.Р. Рашидов, А.О. Саакян, О.А. Савинов, А.П. Сеницын, Э.Е. Хачиян, Г.А. Шапиро, С.Б. Смирнов, А. Медетбеков, Т. Аманкулов, М.Д. Кутуев и многие другие. Среди зарубежных исследователей необходимо отметить работы М. Био, Дж. Блюма, Дж. Борджерса, А. Велетсоса, Л. Джекобсона, П. Дженингса, К. Канаи, Р. Клафа, К. Муто, Н. Ньюмарка, Ш. Окамато, Дж. Пензиена, Э. Розенблюета, Дж. Хаузнера.

В древности землетрясения считались проявлениями гнева сверхъестественных сил, и поэтому сама мысль о том, что от них можно защититься, казалась кощунственной. В местностях, где землетрясения были особенно часты (например, Япония), защита от сейсмических явлений достигалась путём максимального облегчения построек, использования вместо камня таких материалов, как древесина и бамбук, а также лёгких ширм вместо капитальных стен. Первыми строителями, обратившими особое внимание на сейсмостойкость капитальных построек, были инки. Особенности архитектуры инков является необычайно тщательная и плотная (так, что между блоками нельзя просунуть и лезвие ножа) подгонка каменных блоков (часто неправильной формы и очень различных размеров) друг к другу без использования строительных растворов, наклонённые внутрь стены со скруглёнными углами и лёгкие соломенные крыши. Благодаря этим особенностям кладка инков не имела резонансных частот и точек концентрации напряжений, обладая дополнительной прочностью свода. При землетрясениях небольшой и средней силы такая кладка оставалась практически непод-

вижной, а при сильных – камни «плясали» на своих местах, не теряя взаимного расположения, и после окончания землетрясения укладывались в прежнем порядке. От падения соломенной крыши жителей городов инков предохранял тканый тент, перекрывавший потолок.

Однако не следует навязывать зданию непосильную задачу – сопротивляться сокрушительному землетрясению. Лучше дать этому зданию с помощью сейсмической изоляции возможность как бы парить над трясущейся землей. Сейсмические изоляторы считаются наиболее эффективной технологией в сейсмостойком строительстве. Анализ сейсмостойкости основывается на основных принципах динамики сооружений. В течение десятилетий самым распространенным методом анализа сейсмостойкости являлся метод спектров реакции, который получил развитие в настоящее время. Однако спектры реакции хороши лишь для систем с одной степенью свободы. Использование пошагового интегрирования с трехмерными диаграммами сейсмостойкости оказываются более эффективным методом для систем со многими степенями свободы.

Наиболее перспективное направление повышения сейсмоустойчивости – это сейсмоизоляция зданий. Сейсмоизоляция подразумевает отстройку частот колебаний здания от преобладающих частот воздействия. Именно это и обеспечивает снижение механической энергии, получаемой конструкцией от основания. Специалистами России и зарубежных стран предложены разнообразные устройства систем сейсмоизоляции и гасители энергии колебаний сооружений, а также системы с использованием сплавов, запоминающих объемное состояние, и другие «интеллектуальные» системы. В мире наблюдаются следующие тенденции: первая – это применение в чистом виде сейсмоизоляции зданий, которая устраивается, как правило, в нижних этажах – это резинометаллические опоры самой различной модификации, с низким и высоким демпфированием, с сердечником из свинца и без него, с применением различных материалов. Есть также фрикционные скользящие опоры маятникового типа. И те и другие опоры применяются в мире очень широко. Второе направление – применение демпфирования (гашения колебаний), которое известно очень давно и постоянно совершенствуется. Для высотного строительства, как правило, используется следующее сочетание: сейсмоизоляцию располагают в нижнем этаже, а по высоте здания устанавливают демпфирование. Сейчас производители предлагают самые различные демпферы: металлические, жидкостные, есть специальные сплавы с памятью, специальные демпфирующие стены, последние устройства хотя и относительно дорогие, но достаточно эффективные.

В опубликованном докладе профессора Университета Колорадо Роджера Билхэма [8] говорится, что при современном росте урбанизации и увеличении населения, к середине XXI в. потребуется более миллиарда жилых строений, а человечество столкнется с новым оружием массового уничтожения – таким оружием станет... обыкновенный жилой дом. Объясняя свой парадоксальный вывод, ученый ссылается на то, что власти и архитекторы не уделяли и не будут в будущем уделять должного внимания возведению сейсмоустойчивых зданий, а также укреплению уже имеющихся. Причина банальна – для строительства таких зданий требуются существенно большие затраты.

После того, как в 2010 г. случилась страшная трагедия на Гаити, ученые отметили, что многих жертв можно было бы избежать, если бы на острове уделялось должное внимание строительству сейсмоустойчивых зданий. Профессор Чак ДеМетс [8] из Northwestern University отметил, что свою роль в появлении такого количества жертв сыграло безответственное строительство. Здания, не рассчитанные на столь мощный удар, складывались как картонные домики, становясь могилами для людей. Случись подобное землетрясение в Калифорнии, жертв было бы на порядок меньше. Вывод профессора подтверждают следующие факты: землетрясение в Армении 1988 г. магнитудой 6,9 унесло жизни 25 тыс. человек, а год спустя, при аналогичном землетрясении в Калифорнии погибли только 63 человека.

Эти цифры, как считает Чак ДеМетс, наглядно иллюстрируют огромную роль сейсмоустойчивых зданий в спасении жизней во время землетрясений.

Изначально в Ленинакане велось лишь монолитное домостроение. Однако это – многоступенчатая работа. Необходимо было искать новые пути развития технологий строительства. И они были найдены. Специально для Ленинакана были разработаны сборные конструкции, которые выдержали бы землетрясения до 9 баллов по шкале MSK-64. Дома из сборных конструкций возводились в полтора раза быстрее, чем монолитные дома, к тому же они оказались экономичнее, так как себестоимость строительства была на 30 % ниже себестоимости монолитных домов. Специалисты компании «Стройтехника» принимали участие в ликвидации последствий землетрясения и строительстве сейсмоустойчивых зданий в Армении. Стоит заметить, что даже по прошествии более 20 лет со дня землетрясения в Армении, эта технология не потеряла своей актуальности, хотя, без сомнения, появились и новые пути решения проблемы обеспечения сейсмоустойчивости зданий.

При выборе места постройки следует избегать близости к линиям сброса. В фундаменте конструкций предусматриваются «подушки» из бетона или полимерных материалов, благодаря которым здания скользят или «плавают» во время землетрясения и не разламываются по тем линиям, где создается наибольшее напряжение.

1.9. Физические свойства строительных конструкций в предельном состоянии при землетрясениях

Как установлено инструментальными наблюдениями, действительные ускорения грунта во время сильных землетрясений значительно превышают расчетные. Так, в работе [38] приводятся сведения об увеличении нормируемых ускорений в пять раз за период с 1952 по 1973 г. В этих условиях во время землетрясений можно было бы ожидать сильные повреждения и даже обрушения большинства зданий. В то же время, как показывает опыт прошедших землетрясений, грамотно запроектированные и хорошо построенные сооружения обладают определенными резервами, позволяющими переносить высокие сейсмические ускорения (причины массовых разрушений зданий при Спитакском землетрясении 7.12.1988 г. несколько иные; они рассмотрены ниже). На выявление, оценку и использование этих резервов в настоящее время направлены усилия специалистов, занимающихся вопросами сейсмостойкого строительства и сейсмостойкости сооружений, интенсивно развиваются экспериментальные и теоретические методы исследований, заключающиеся в углубленном изучении физических свойств реальных зданий и сооружений в условиях сильных сейсмических движений. По мере накопления сейсмологической информации о параметрах сейсмических колебаний грунта, сведений по долговременной сейсмической опасности, данных о реальных свойствах строительных конструкций осуществляется переход к более полному учету физических свойств сооружений, обусловленных их способностью деформироваться не только в упругой, но и в упругопластической области, а также к методам расчета по реальным записям сейсмических процессов, прежде всего, акселерограммам сильных землетрясений. Это позволяет разработать более обоснованные методы проектирования, повысить экономичность сейсмостойкого строительства при обеспечении достаточного уровня надежности.

Реализация физических методов в практике проектирования и строительства связана с исследованием строительных конструкций в условиях сейсмических нагрузок высокой интенсивности, когда повреждаются отдельные элементы и узлы зданий, что сопровождается изменением их прочностных и динамических параметров. Для изучения действительной работы сооружений в условиях сильных землетрясений необходимы исследования конструктивных систем в стадии, близкой к предельной, с учетом развития повреждений во времени. Спитакское землетрясение еще раз показало, что частотные характеристики

сейсмических процессов играют не менее (если не более) важную роль, чем интенсивность. Поэтому для выбора стратегии сейсмостойкого строительства, основных конструктивных систем зданий и сооружений важно иметь подробную сейсмологическую информацию, включающую оценки не только интенсивности и повторяемости, но и спектрально-временные характеристики сейсмических колебаний. В последнее время сейсмологами получены вероятные оценки долговременной сейсмической опасности различных сейсмологических регионов нашей страны, включая сведения о сейсмической сотрясаемости, а для отдельных районов – спектральной сейсмической сотрясаемости, по которым можно дифференцировать долговременную сейсмическую опасность отдельных классов сооружений.

Важными являются экономические критерии оптимальности, на основе которых может быть выбрана степень антисейсмического усиления, обеспечивающая заданный уровень надежности сооружения при минимальных расходах на ликвидацию последствий землетрясения. При этом одна из основных – задача определения объемов повреждений несущих конструкций в условиях возможных землетрясений, обуславливающая необходимость исследования зданий в условиях реальных событий.

С последних лет прошлого столетия проблема изучения сейсмостойкости зданий и сооружений приобрела научный характер. Традиционные методы и средства защиты зданий и сооружений от сейсмических воздействий включают большой комплекс различных мероприятий, направленных на повышение несущей способности строительных конструкций. Проектирование их осуществляется на основании выработанных отечественным и зарубежным опытом строительства норм и правил (СНиП) [1], гарантирующих сейсмостойкость зданий и сооружений в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

На современном этапе развития теории сейсмостойкости используются уточненные расчетные схемы, более точно отражающие фактические свойства сооружений, что требует привлечения современных методов решения. Поэтому все большее применение находят современные программы компьютерных и информационных технологий при проведении научно-исследовательских и конструкторских работ, а также при разработке и проектировании зданий и сооружений.

1.10. Исследования несущей способности строительных конструкций при сейсмических нагрузках высокой интенсивности

Впервые задача динамического расчета конструкций за пределами упругости была поставлена А.А. Гвоздевым в работе [13]. В ней показана целесообразность учета резерва несущей способности за счет пластического деформирования конструкций при расчетах на аварийные нагрузки. Использовалась гипотеза жесткопластического тела и предложен приближенный кинематический метод определения остаточных деформаций в стержневых системах. Эту же гипотезу в последующем использовал А.Р. Ржаницын [49] для решения задач по динамическому изгибу балок и пластин.

На развитие исследований строительных конструкций в упругопластической стадии значительно повлияло введенное в работе И.И. Гольденבלата [14–16] и В.А. Выховского [13] понятие предельного состояния зданий и сооружений, строящихся в сейсмически активных районах, согласно которому главное назначение сооружения – это обеспечение безопасности населения и сохранность материальных ценностей. Но учитывая редкую повторяемость сейсмических явлений, нецелесообразно требовать полной сохранности конструкций. В них допускаются повреждения, пластические деформации, выход из строя отдельных несущих элементов. Эта концепция, сформулированная еще в 1957 г., существенно расширила границы исследований и во многом способствовала прогрессу теории и практики сейсмостойкого строительства.

Учет работы сооружений в упругопластической стадии связан с серьезными, по сравнению с упругими расчетами, уточнениями. Во-первых, при упругопластических деформациях изменяются жесткостные характеристики, что в большинстве случаев приводит к уменьшению сейсмических нагрузок. Во-вторых, при работе в нелинейной области конструкция поглощает значительно большее количество энергии, чем при упругих колебаниях, что также ведет к уменьшению динамической нагрузки.

На первом этапе исследований неупругой работы сооружений при сейсмических воздействиях большая часть публикаций посвящалась анализу колебаний простых расчетных моделей при движении основания по гармоническим законам, и лишь в отдельных случаях исследования велись с использованием реальных записей сейсмических колебаний грунта, акселерограмм землетрясений. В качестве диаграмм деформирования применялись диаграммы Прандтля и реже – диаграммы с упрочнением.

В последнее время исследования упругопластических систем проводятся на более сложных расчетных моделях, в том числе и применительно к многоэтажным системам. Среди них следует отметить работы Э.Е. Хачияна [76, 77], в которых приведены результаты исследований упругопластических конструкций при воздействии акселерограмм реальных землетрясений. Для описания свойств строительных конструкций использованы билинейные диаграммы деформирования. Параметры предельных состояний оценивались на основе абсолютных, относительных и остаточных деформаций. В более поздней работе [77] метод расчета упругопластических систем был распространен на здания и сооружения с учетом выключающихся связей и локальных разрушений. Рассмотрен пример расчета десятиэтажного каркасного здания по акселерограммам землетрясения. Показано, что учет пластических деформаций незначительно влияет на абсолютные перемещения этажей, но существенно уменьшает поперечные силы. Вводится понятие «коэффициент, риска», представляющий собой отношение напряжений упругопластической системы к максимальным напряжениям. Задача проектирования сводится к выбору коэффициента риска, при котором повреждения меньше допустимых.

Поведение многомассовых упругопластических систем в условиях сильных землетрясений рассмотрено в ряде зарубежных исследований [7, 24, 35, 36]. Анализ 20-этажного здания в условиях землетрясения Эль-Центро приводится в работе [24]. Установлено, что максимальные перемещения неупругой системы примерно равны перемещениям упругого сооружения. Однако деформации колонн и ригелей существенно меняются при учете нелинейной работы. Так, в ригелях, особенно в нижних и верхних этажах, возникают значительные пластические деформации, а колонны, за исключением колонн верхних этажей, работают упруго. Этот факт объясняется распределением прочностей несущих конструктивных элементов (для анализируемого здания прочности колонн в 6, а ригелей в два раза превышали требуемые по коду). Расчеты при других соотношениях прочностных параметров ригелей и колонн свидетельствуют о большом влиянии их фактической несущей способности на поведение сооружения, и приводит к перераспределению пластических деформаций между несущими элементами. Сделан вывод, что наиболее рациональным решением каркаса является система с достаточно слабыми ригелями и прочными колоннами. Результаты расчетов показывают, что землетрясения средней силы вызывают существенно большие напряжения и перемещения, чем нагрузки, принятые по нормам США. Поэтому, как считают авторы [24], при интенсивных землетрясениях следует ожидать существенных повреждений строительных конструкций.

В последнее время, несмотря на большую сложность, появились исследования упругопластических систем при многокомпонентном движении основания с учетом пространственного деформирования конструкций [60, 80].

При анализе неупругих систем определенное развитие получили методы, основанные на энергетическом балансе сооружения при интенсивных сейсмических воздействиях [27, 50, 84, 91, 96]. Как уже говорилось, такая постановка впервые использована А.А. Гвоздевым при расчете сооружений на действие взрывной волны. Этот же принцип применили Дж. Хазнер [96] и Д. Блюм [91] при расчетах на сейсмические воздействия. Дальнейшее развитие энергетический метод получил в работах И.Л. Корчинского [27], который распространил его для случая повторного действия нагрузки. Анализируя работу металла при напряжениях, выходящих за пределы упругости, И.Л. Корчинский установил, что при повторных нагружениях постепенно расходуется потенциал несущей способности материала, исчерпание которого приводит к разрушению. Установлено, что расход энергии при многократном и однократном загрузении практически не отличается. На базе энергетического метода разработаны предложения по совершенствованию нормативных документов [50].

Как свидетельствует опыт землетрясений, в условиях интенсивных сейсмических колебаний здания и сооружения даже современной постройки получают повреждения несущих конструкций, часто довольно значительные [7, 9–11, 24, 26, 31, 38, 39, 42, 76]. Эти повреждения приводят к изменению жесткостных, прочностных и диссипативных свойств сооружения.

Измерение периодов колебаний зданий до и после землетрясения показало их увеличение, причем часто изменение собственных периодов достигает весьма существенных величин [9, 30]. Такие же результаты получены экспериментальным путем при испытаниях моделей и фрагментов зданий разных конструктивных систем в предельной стадии деформирования [3, 17, 51, 56]. Таким образом, имеется класс сооружений, у которых в условиях интенсивных землетрясений изменяются основные динамические параметры (железобетонные каркасы, кирпичные и крупнопанельные здания). Для изучения сейсмостойкости таких систем весьма перспективно использование моделей с изменяемыми параметрами, исследования которых начали И.И. Гольденблат и Н.А. Николаенко [34], и которым посвящены многие работы Я.М. Айзенберга [1–5].

В последнее время благодаря развитию экспериментальных методов с применением мощных вибромашин проведены исследования зданий жесткого типа (монолитные, крупнопанельные), которые позволили установить закономерности деформаций таких сооружений в стадии, близкой к предельной [85, 86]. Вместе с тем, по мнению авторов работы [4], «сложные системы такие, как реальные крупнопанельные здания, даже при развитии весьма значительных повреждений ведут себя как линейные или почти линейные системы в каждом состоянии», и для таких систем предлагается нестационарная модель со скачкообразно убывающей жесткостью, так называемая «многоструктурная система». Жесткость изменяется после превышения определенных уровней перемещений или сил. Примерно такая же модель использована в работах [54, 55] при определении степени повреждений зданий с несущими кирпичными стенами в условиях интенсивных сейсмических колебаний, задаваемых акселерограммами сильных землетрясений.

При расчете сооружений на сейсмические воздействия как один из основных встает вопрос количественной оценки параметров предельных состояний, при которых поврежденные сооружения еще являются сейсмостойкими – обеспечивают безопасность людей и сохранность материальных ценностей. Такими параметрами могут быть прочностные, деформативные и энергетические характеристики [3, 7, 12, 24, 25, 51, 80, 84]. При этом абсолютные, относительные, остаточные деформации характеризуют способность конструкций к неупругому деформированию и отражают, как правило, максимальные отклонения масс от первоначального положения за время землетрясения или состояние системы после землетрясения (остаточные деформации). Вместе с тем при расчетах реальных зданий часто необходимо установить состояние сооружений в процессе землетрясения и по окончании

его, провести оценки повреждаемости несущих элементов и конструкций. Для этого могут быть использованы энергетические параметры [27, 51] и суммарные относительные неупругие деформации [58, 60].

Наряду с максимальными значениями деформативных и энергетических характеристик используются их относительные значения, которые удобны для оценок необратимых деформаций и повреждений отдельных уровней сооружения, конструктивных элементов и т. д. [24, 25, 27, 51, 66].

1.12. Технические и физические требования к сейсмостойчивости зданий и сооружений

Развитие теории сейсмостойкого строительства опиралось на фундаментальные исследования в области строительной механики и динамики сооружений А.Н. Крылова, С.П. Тимошенко, И.М. Рабиновича, А.Ф. Смирнова, В.В. Болотина, А.А. Гвоздева, И.И. Гольденבלата, Б.Г. Коренева, О.В. Лужина, Л.Т. Пановко, А.Р. Ржаницина, Н.К. Снитко, Е.С. Сорокина, Н.С. Стрелецкого, А.П. Филиппова, в области общей и инженерной сейсмологии – на работы Е.Ф. Саваренского, Е.М. Бутовской, В.М. Бунэ, А.З. Каца, В.И. Кейлис-Борока, С.В. Медведева, Ю.В. Ризниченко.

В соответствии с действующими СНИП здания и сооружения, строящиеся в сейсмически активных районах, должны быть рассчитаны и запроектированы на восприятие расчетных (7, 8 и 9 баллов) сейсмических нагрузок. Расчет ведется по упругой стадии на некоторое осредненное воздействие, интенсивность которого зависит от балльности района строительства, и характеризуется коэффициентом сейсмичности A , по физическому смыслу представляющему собой значение ускорений в долях g . Вместе с тем, уже на стадии расчета и проектирования в большинстве зданий и сооружений при землетрясениях допускаются остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных несущих элементов здания при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования. Как показывает опыт прошлых землетрясений, при сейсмических воздействиях даже в сейсмостойких сооружениях наблюдаются повреждения, в том числе и несущих конструкций.

Основной причиной почти всегда является особенность самого сейсмического процесса и, прежде всего, его интенсивность. В работе [24] отмечается, что даже землетрясения средней силы вызывают существенные перенапряжения в конструкциях зданий, запроектированных в соответствии с требованиями сейсмических норм США, и поэтому в сооружениях следует ожидать повреждений при землетрясениях, интенсивность которых ниже расчетной. Такая же мысль содержится в работах советских ученых [3, 13, 39], которые считают, что необходимы исследования на сейсмические воздействия расчетной интенсивности, когда сооружение работает в предельной стадии, в которой должны быть использованы все запасы несущей способности конструкций.

При сильных землетрясениях в сооружениях возникают и развиваются зоны и участки повреждений отдельных элементов и узлов конструкций, что приводит к изменению основных динамических параметров системы (жесткостные и диссипативные характеристики, частоты и формы колебаний). Другими словами, параметры системы «на выходе», то есть конечное состояние сооружения, перенесшего землетрясение (оценка которого в большинстве случаев по существу и является целью расчета), зависит не только от параметров системы «на входе», но и от особенностей внешнего воздействия (акселерограммы) и характера изменения параметров расчетной модели в процессе землетрясения. Таким образом, для всесторонней оценки поведения зданий в условиях реальных землетрясений необходимо рассматривать сооружение как нестационарную модель, работающую в существенно нелинейной области при воздействии акселерограмм реальных землетрясений.

Катастрофическое землетрясение в Армении 7 декабря 1988 г. показало, по мнению В.Т. Рассказовского, что нормативные методы расчета (п. 2.2.а СНиП II-7-81. Упругие расчетные модели, спектральный метод) справедливы, в основном, только при расчетах на землетрясения 7 и 8-балльной интенсивности. Для землетрясений интенсивностью 9 баллов и более расчеты должны вестись на физическом уровне с использованием временных записей сейсмических колебаний земной поверхности с использованием расчетных моделей, в полной мере отражающих как действительные свойства сооружения, так и свойства самого сейсмического поля (по п. 2.2.6 СНиП II-7-81). Разработка и применение таких моделей – весьма сложная проблема и недаром задачи в теории сейсмостойкости относятся, как считал И.И. Гольденблат [14], к одним из наиболее сложных современных инженерных задач.

Как показывает опыт многих землетрясений, правильно рассчитанные, хорошо сконструированные или усиленные (другими словами – сейсмостойкие) здания, как правило, вполне удовлетворительно переносят даже сильные землетрясения. При этом удается практически полностью избежать человеческих жертв и значительно уменьшить материальный ущерб. Конечно, построить сейсмостойкое сооружение нельзя без знания природы сейсмических явлений, особенностей работы конструкции при сейсмических колебаниях, выполнения определенных конструктивных усилений, направленных на повышение сопротивляемости зданий землетрясениям, что требует дополнительных материальных затрат. Однако эти затраты многократно окупаются сохранностью сооружений, а главное – предотвращением человеческих жертв при землетрясениях.

Сейсмоустойчивость – способность строительных конструкций, в целом зданий и сооружений выдерживать сильнейшие землетрясения с минимальными повреждениями (допускается разрушения отдельных несущих элементов зданий и сооружений).

Сейсмоустойчивость объекта, прежде всего, зависит от его высоты, и веса в целом, конструктивной системы, которая принимает на себя сейсмическое воздействие, сейсмических регионов, где строится объект, включая и микросейсмическую регионализацию. Поскольку в зонах малой сейсмической активности могут существовать геологические разломы, которые могут представлять повышенную геодинамическую опасность отдельных объектов, особенно высотных зданий. Для обеспечения сейсмоустойчивости необходима разработка новых методов расчета сейсмоустойчивости строительных нагрузок при сильнейших землетрясениях (более 9 баллов), когда повреждаются отдельные элементы и узлы зданий, что сопровождается изменением их прочностных и динамических параметров. Для изучения действительной работы сооружений в условиях сильных землетрясений необходимы исследования конструктивных систем в стадии, близкой к запредельной, с учетом накопления и развития повреждений во времени.

В проблемах сейсмостойкости и сейсмоустойчивости важными являются экономические критерии оптимальности, на основе которых может быть выбрана степень антисейсмического усиления, обеспечивающая заданный уровень надежности сооружения при минимальных расходах на ликвидацию последствий землетрясения. При этом одна из основных – задача определения степени и объемов повреждений несущих конструкций в условиях возможных землетрясений, обуславливающая необходимость исследования зданий в условиях реальных землетрясений.

Поэтому очень важно, чтобы технические и физические условия сейсмоустойчивости зданий и сооружений оценивались на жесткопластическую модель стальной арматуры и соответственно по нисходящей ветви сопротивления бетона с учётом накопления повреждения.

1.13. Условия сейсмостойкости и сейсмоустойчивости зданий и сооружений

При проектировании зданий и сооружений сейсмостойкость устанавливается исходя из того, что в случае землетрясения, интенсивность которого не превышает предусмотренную нормами для данной площадки строительства расчетную величину, не наступили предельные состояния с определенной обеспеченностью, подразделяющиеся на две группы:

первая – по потере несущей способности или полной непригодности сооружения к эксплуатации. При этом допускаются повреждения отдельных элементов конструкций или их остаточные деформации, не угрожающие безопасности людей или сохранности ценного оборудования;

вторая – по наступлению непригодности сооружения к нормальной эксплуатации, определяемой технологическими или бытовыми условиями в зависимости от назначения этого сооружения.

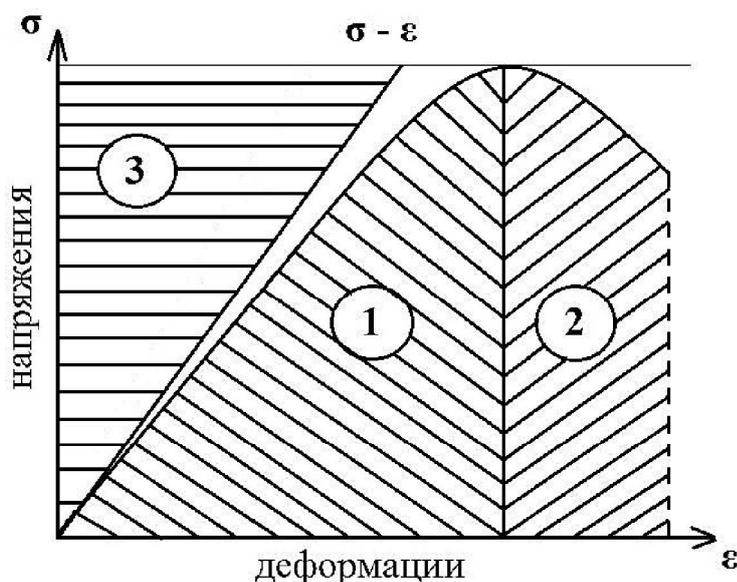


Рисунок 1.3 – График напряженно-деформационного состояния бетона:
1 – зона сейсмостойкости; 2 – зона сейсмоустойчивости; 3 – зона упругости (Гука)

Условия сейсмостойкости (рисунок 1.3) могут быть записаны в виде неравенства:

$$\bar{Y} \leq \emptyset, \quad (1.14)$$

$$f \leq [f], \quad (1.15)$$

$$a_{cre} \leq [a_{cre}]. \quad (1.16)$$

В неравенстве (1.14) \bar{Y} представляет собой усилия или их напряжения, возникающие в элементах сооружений при особом состоянии нагрузок.

$$\bar{Y} = \bar{Y}_n + \bar{Y}_d + \bar{Y}_e + \bar{Y}_s = n_{cn} Y_n + n_{cd} Y_d + n_{ce} Y_e + Y_s, \quad (1.17)$$

где $n_{cn} = 0,9$; $n_{cd} = 0,8$; $n_{ce} = 0,5$; $n_{cs} = 1$ – соответственно коэффициенты сочетаний для постоянных, временных, длительных, кратковременных (на перекрытия и покрытия) сейсмических нагрузок.

Величина \varnothing характеризует с определенной обеспеченностью предельную несущую способность конструкции при допущении образования в ней некоторых повреждений, возникновение которых неопасно для жизни людей и потери материальных ценностей. Величина \varnothing зависит от вида напряженного состояния конструкции и в общем виде при проверке с учетом сейсмических нагрузок определяется формулой:

$$\varnothing = \varnothing(m_{kp}, m_t, R_t, \Omega, l). \quad (1.18)$$

Расчеты сооружений с учетом сейсмических воздействий производятся:

А – на условные сейсмические нагрузки, определяемые с использованием допущения об упругом деформировании системы;

Б – на сейсмические воздействия, заданные в виде записей реальных или искусственно синтезированных акселерограмм, выбираемых с учетом имеющихся прошлых инструментальных данных и результатов микрорайонирования.

При расчете типа А обычно применяется динамическая модель здания, у которого сосредоточенные массы от вертикальных нагрузок Q_1, \dots, Q_n расположены на уровне перекрытий.

Расчетная сейсмическая нагрузка в выбранном направлении S_{ik} , приложенная в точке k , и соответствующая i -ой форме собственных колебаний сооружения, определяется по формуле:

$$S_{ik} = k_i \cdot k_2 \cdot S_{oik}, \quad (1.19)$$

где k_i – коэффициент, учитывающий допускаемый уровень повреждаемости зданий; k_2 – коэффициент, учитывающий конструктивные решения здания.

Нормами повышаются запасы прочности стен при выполнении кладки вручную.

Значение S_{oik} представляет собой значение сейсмической нагрузки i -ой форме собственных колебаний, определяемое по формуле:

$$S_{oik} = AK_{\psi} \beta_i \eta_{ik} Q_k, \quad (1.20)$$

где $A = \ddot{y}_{0max} / g$ – относительная величина максимальных ускорений основания в зависимости от расчетной сейсмичности, равная при 7 баллах – 0,1, при 8 баллах – 0,2 и при 9 баллах – 0,4.

k – в формуле (1.20) зависит от диссипативных свойств конструкций и их оснований;

β – коэффициент динамичности, принимается в зависимости от периодов собственных колебаний T или формулам для грунтов в категории:

I категории – по таблице СНиП II-7-81 [87] $0,8 \leq \beta_i = \frac{1}{T_1} \leq 3$;

II категории $-0,8 \leq \beta_i = \frac{1,1}{T_1} \leq 2,7$;

III категории $-0,8 \leq \beta_i = \frac{1,5}{T_1} \leq 2,7$;

η_{ik} – коэффициент, зависящий от формы собственных колебаний зданий, и определяемый по формуле:

$$\eta_{ik} = \frac{X_j(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_j(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_j^2(x_j)}, \quad (1.21)$$

где $X_j(x_k)$ и $X_j(x_j)$ – смещения здания при собственных колебаниях по i -му тону в рассматриваемой точке k и во всех точках j , где в соответствии с расчетной схемой его вес принят сосредоточенным.

Расчетные значения усилий или напряжений от сейсмической нагрузки в конструкциях зданий определяется в предположении их статического действия

$$Y = \left(\sum_{i=1}^n Y_i^2 \right)^{0,5} \quad (1.22)$$

При учете только первой формы собственных колебаний $Y = Y_1$.

При расчете зданий с симметричным расположением относительно его осей и жестко-стей длиной 30 м допускается не учитывать крутящий момент.

Литература к главе 1:

Использованная

1. *Абдурашидов К.С.* Натурные исследования колебаний зданий и сооружений и методы их восстановления. Ташкент: Фан, 1974. 216 с.
2. *Айзенберг Я.М., Килимник Л.Ш.* О критериях предельных состояний и диаграммах «восстанавливающая сила – перемещение» при расчетах на сейсмические воздействия // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. М.: Стройиздат, 1972. С. 46–60.
3. *Айзенберг Я.М.* Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. М.: Стройиздат, 1976. 229 с.
4. *Айзенберг Я.М.* Спектры состояний систем с деградирующей жесткостью и их применение для оценки сейсмической реакции сооружений // Научно-технический реферативный сборник. М.: ВНИИИС, 1981. Сер. 14. С. 4–27.
5. *Айзенберг Я.М.* Управление механизмом неупругих деформаций и повреждений конструкций при сейсмических воздействиях // Строительная механика и расчет сооружений. М., 1986. № 1. С. 64–68.
6. *Бат М.* Спектральный анализ в геофизике / пер. с англ. М.: Недра, 1980. 536 с.
7. *Борджерс Дж., Равара А.* Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов / пер. с англ. М.: Стройиздат, 1978. 135 с.
8. *Бондаренко В.М., Бондаренко С.В.* Инженерные методы нелинейной теории железобетона. М.: Стройиздат, 1982. 362 с.
9. Восстановление и усиление зданий в сейсмических районах / под ред. А.И. Мартемьянова. М.: Наука, 1988. 144 с.
10. Газлийские землетрясения 1976 г. Инженерный анализ последствий / под ред. С.В. Полякова, А.И. Мартемьянова, Л.Ш. Килимника, А.М. Жарова. М.: Наука, 1982. 196 с.
11. Газлийские землетрясения 1984 г. Инженерный анализ последствий. М.: Наука, 1988. 157 с.
12. *Гвоздев А.А.* К расчету конструкций на действие взрывной волны // Строительная промышленность. 1943. С. 18–21.
13. *Гольденблат И.И., Быховский В.А.* Актуальные вопросы Сейсмостойкого строительства // Строительство в сейсмических районах. М.: Госстройиздат, 1995. С. 5–21.
14. *Гольденблат И.И., Поляков С.В.* Проблема «инженерного риска» в сейсмостойком строительстве // Строительная механика и расчет сооружений. М., 1975. № 26. С. 41–44.
15. *Гольденблат И.И., Николаенко Н.А., Поляков С.В., Ульянов С.В.* Модели сейсмостойкости сооружений. М.: Наука. 1979. 252 с.

16. *Жаров А.М., Никипорец Г.Л.* О классификациях сейсмического движения грунта, использующих инструментальные данные // Сейсмическая шкала и методы измерения сейсмической интенсивности. М.: Наука, 1975. С. 179–193.
17. *Жунусов Т.Ж.* Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. Алма-Ата, 1979. 246 с.
18. *Жунусов Т.Ж.* Экспериментальные методы оценки сейсмостойкости зданий из сборных железобетонных конструкций. Алма-Ата, 1979. С. 3–28.
19. *Завриев К.С. и др.* Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. М.: Стройиздат, 1970. 224 с.
20. *Карапетян Б.К., Карапетян Н.К.* Сейсмические воздействия на здания и сооружения. М.: Наука. 160 с.
21. *Конторович Л.В., Кенлис-Борок В.И., Молчан Г.М.* Сейсмический риск и принципы сейсмического районирования // Вычислительные и статистические методы интерпретации сейсмических данных. Вычислительная сейсмология. М., 1973. Вып. 6. С. 3–20.
22. *Кенлис-Борок В.Н., Нерсесов И.Л., Яглом А.М.* Методик оценки экономического эффекта сейсмостойкого строительства. М.: Изд-во АН СССР, 1962. 46 с.
23. *Клаф Р., Пензиен Дж.* Динамика сооружений / пер. с англ. М.: Стройиздат, 1979. 320 с.
24. *Килимник Л.Ш.* Методы целенаправленного проектирования в сейсмостойком строительстве. М.: Наука, 1980. 156 с.
25. *Корчинский И.Л., Поляков С.В., Быховский В.А., Дузинкевич С.Ю., Павлык В.С.* Основы проектирования зданий в сейсмических районах. М.: Госстройиздат, 1961.
26. *Корчинский И.Л. и др.* Сейсмостойкое строительство зданий. М.: Высшая школа, 1971. 320 с.
27. *Корчинский И.Л., Жунусов Т.Ж.* Кардинальные вопросы сейсмостойкого строительства. Алма-Ата: Казпромстрой НИИпроект, 1988. 131 с.
28. *Мартемьянов А.И., Ширин В.В.* Способы восстановления зданий и сооружений, поврежденных землетрясением. М.: Стройиздат, 1973.
29. *Мартемьянов А.И.* Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах. М.: Стройиздат. 253 с.
30. *Медведев С.В., Карапетян Д.К., Быховский В.А.* Сейсмические воздействия на здания и сооружения. М.: Госстройиздат, 1968. 192 с.
31. *Мэнли Р.* Анализ и обработка записей колебаний / пер. с англ. М.: Машиностроение, 1972. 368 с.
32. Назарбекское землетрясение 11 декабря 1980 г. Ташкент: Фан, 1984. 144 с.
33. *Николаенко Н.А., Назаров Ю.П.* Динамика и сейсмостойкость сооружений. М.: Стройиздат, 1988. 312 с.
34. *Ньюмарк Н., Розенблюэт Э.* Основы сейсмического строительства / пер. с англ. М.: Стройиздат, 1980. 344 с.
35. *Окамото Ш.* Сейсмостойкость инженерных сооружений / пер. с англ. М.: Стройиздат, 1980. 342 с.
36. *Попов Н.Н., Расторгуев Б.С.* Динамический расчет железобетонных конструкций. М., 1974. 207 с.
37. *Поляков С.В.* Последствия сильных землетрясений. М.: Стройиздат, 1978. 311 с.
38. *Поляков С.В.* Сейсмостойкие конструкции зданий. М.: Высшая школа. 304 с.
39. *Пугачев В.С.* Теория случайных функций. М.: Физматгиз, 1962. 884 с.
40. *Раевский А.Н., Гринберг Е.И.* Об учете продольных сил при определении сейсмической нагрузки для рамных каркасов // Изв. высших учебных заведений. Строительство и архитектура. 1964. № 4. С. 29–37.

41. *Рассказовский В.Т., Рашидов Т.Р., Абдурашидов К.С.* Последствия ташкентского землетрясения. Ташкент: Фан, 1967. 144 с.
42. *Рассказовский В.Т.* Основы физических методов определения сейсмических воздействий. Ташкент: Фан, 1973. 160 с.
43. *Рассказовский В.Т., Ржевский В.А.* О расчете упругопластических систем по акселерограммам землетрясений // *Архитектура и строительство Узбекистана.* 1982. № 10. С. 27–31.
44. *Рассказовский В.Т., Ижевский В.А.* Особенности расчета неупругих конструкций на реальные сейсмические воздействия. Методы количественной оценки сейсмических воздействий. Тбилиси: Мецниереба. 1983. С. 83–92.
45. *Рассказовский В.Т., Ржевский В.А.* Методика расчета строительных конструкций на реальные сейсмические воздействия // *Архитектура и строительство Узбекистана.* 1983. № 12.
46. Расчет сооружений на сейсмические воздействия / под ред. Э.Е. Хачияна. Ереван: Айастан, 1982. 125 с.
47. Расчет и проектирование зданий для сейсмоопасных районов. М.: Наука, 1988. С. 119.
48. *Ржаницын А.Р.* Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978. 239 с.
49. *Ржевский В.А., Узлов С.Т., Ципенюк И.Ф., Аванесов Г.А.* Рекомендации по расчету железобетонных рамных каркасов на сейсмические воздействия с учетом пластических деформаций. Ташкент: ТашНИПЭП, 1972. 78 с.
50. *Ржевский В.А., Аванесов Г.А.* Параметры предельных состояний железобетонных элементов и рамных каркасов // *Бетон и железобетон.* 1979. №6. С. 17–18.
51. *Ржевский В.А.* Упругопластические свойства железобетонных каркасных систем // *Строительство и архитектура Узбекистана.* 1981. №7. С. 6–10.
52. *Ржевский В.А.* Оценка экономической эффективности и целесообразности антисейсмических усилений крупнопанельных зданий // *Строительство и архитектура Узбекистана.* 1979. С. 9–11.
53. *Ржевский В.А., Филявич В.Н.* Проблема оптимизации сейсмозащиты сооружений // *Конструкции жилых и общественных зданий: Обзорная информация.* М., 1980. № 4. 46 с.
54. *Ржевский В.А., Филявич В.Н.* Рекомендации по выбору оптимальной степени антисейсмических усилений зданий с несущими кирпичными стенами. Ташкент: ТашЗНИИЭП, 198. 96 с.
55. *Ржевский В.А., Ширин В.В., Аванесов Г.А.* Несущая способность железобетонных каркасов, восстановленных с помощью полимеррастворов // *Строительство и архитектура Узбекистана.* 1982. № 2. С. 11–16.
56. *Ржевский В.А., Сейдузова С.С.* Спектральная сейсмическая сотрясаемость и расчет сооружений на сейсмостойкость // *Изв. АН СССР. Физика Земли.* 1983. № 1. С. 22–29.
57. *Ржевский В.А.* Рекомендации по расчету железобетонных каркасных зданий как нестационарных упругопластических систем на сейсмические воздействия, задаваемые акселерограммами сильных землетрясений. Ташкент: ТашНИИЭП, 1983. 39 с.
58. *Ржевский В.А.* Упругопластические свойства железобетонных каркасных систем при учете вертикальной составляющей сейсмического воздействия // *Архитектура и строительство Узбекистана.* 1984. № 5. С. 23–26.
59. *Ржевский В.А.* Исследование нестационарных упругопластических систем при многокомпонентных сейсмических воздействиях // *Строительная механика и расчет сооружений.* 1984, № 3. С. 54–68.

60. *Ржевский В.А., Ибрагимов Р.С.* Расчет зданий, по акселерограммам землетрясений с учетом повреждений несущих элементов // *Строительная механика и расчет сооружений*. 1985. № 5. С. 46–50.
61. *Ржевский В.А.* Сейсмостойкость железобетонных каркасных зданий // *Архитектура и строительство Узбекистана*. 1986. № 1. С. 1–6.
62. *Ржевский В.А.* Исследование поведения зданий и сооружений при сильных землетрясениях на основе эволюционных спектров // *Строительная механика и расчет сооружений*. 1986. № 2. С. 49–52.
63. *Ржевский В.А., Ибрагимов Р.С., Харланов В.Л.* Особенности исследований стержневых железобетонных систем на сейсмические воздействия с учетом физической нелинейности // *Архитектура и строительство Узбекистана*. 1986. № 8. С. 8–10.
64. *Ризниченко Ю.В., Сейдузова С.С.* Спектры и системы землетрясений // *Изв. АН СССР. Физика Земли*. 1976. № 3. С. 28–43.
65. *Ризниченко Ю.С., Сейдузова С.С.* Ташкентско-Калифорнийская система спектров землетрясений // *Изв. АН СССР. Физика Земли*. 1978, № 10. С. 61–81.
66. *Сейсмический риск и инженерные решения / пер. с англ.; под ред. И. Ломница, Э. Розенблюэта.* М.: Недра, 1984. 375 с.
67. *Сейсмическая сотрясаемость территории СССР / под ред. Ю.В. Ризниченко.* М.: Наука, 1979. 192 с.
68. *Складнев Н.Н., Палян И.С.* Построение расчетных диаграмм деформирования железобетонных конструкций при циклических знакопеременных нагрузках // *Научно-технический реферативный сборник ВНИИИС*. 1977. Сер. 14. Вып. 12. С. 14–18.
69. *Смирнов Н.В., Дунин-Барковский П.В.* Курс теории вероятностей и математические статистики. М.: Наука, 1969. 511 с.
70. *Сейсмостойкость сооружений (современные проблемы сейсмостойкого строительства).* М.: Наука, 1989. 192 с.
71. *Сорокин Е.С.* Динамический расчет несущих конструкций зданий. М.: Госстройиздат, 1956. 340 с.
72. *Ташкентское землетрясение 26 апреля 1966 г.* Ташкент: Фан, 1971. 672 с.
73. *Уразбаев М.Т.* Сейсмостойкость упругих и гидроупругих систем. Ташкент: Фан, 1966. 254 с.
74. *Харкевич А.А.* Спектры и анализ. М.: Физматгиз, 1962. 286 с.
75. *Хачиян Э.Е.* Сейсмические воздействия на высотные здания и сооружения. Ереван: Айастан, 1973. 323 с.
76. *Хачиян Э.Е., Амбарцумян В.А.* Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. М.: Наука 1981. 204 с.
77. *Ципенюк И.Ф., Ржевский В.А.* Упругопластическое деформирование изгибаемых элементов при циклических нагрузках // *Бетон и железобетон*. 1972. № 1. С. 33–35.
78. *Ципенюк И.Ф., Ржевский В.А.* О сейсмостойкости конструкций // *Строительная механика и расчет сооружений*. 1973, № 6. С. 70–71.
79. *Чачава Т.Н., Реквава П.А.* Расчет крупнопанельных зданий на сейсмические воздействия методом конечных элементов. Тбилиси: Мецниереба, 1986. 75 с.
80. *Ципенюк И.Ф., Проскурина С.Ф., Мардонов Б.М. и др.* Сейсмические воздействия на здания и заглубленные сооружения. Ташкент: Фан, 1986. 196 с.
81. *Шапиро Г.А., Симон Ю.А., Ашкинадзе Г.Н. и др.* Вибрационные испытания зданий. М.: Стройиздат, 1972. 60 с.
82. *Шапиро Г.А.* Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. М.: Стройиздат, 1971. 263 с.

83. Шнейдерович Р.М. Прочность при статическом и повторно-статическом нагружении. М.: Машиностроение, 1968. 343 с.
84. Штейнберг В.В., Плетнев К.Г., Гранзер В.М. Акселерограмма колебаний грунта при разрушительном Газлийском землетрясении 17 мая 1976 г. // Научно-технический реферативный сборник ВНИИИС, 1977. Сер. 14. Вып. 1. С. 45–50.
85. Berg G.V. A Study of the Earthquake Response of Inelastic Systems // Proceedings Structural Engineers Association of California, 1965.
86. Bertero V.V., Herrera R. A., Mahin S.A. Establishment of design earthquakes – Evaluation of present method // Proceedings of the International Symposium of Earthquake Structural Engineering. U.S. Missouri, Rolla, Aug. 1976. P. 551–580.
87. Blume J.A., Nevmark N.M., Corning L.H. Design of multistory Reinforced Concrete Buildings for earthquake motions // Portland Cement Association. Illinois, 60076, 1961.
88. Capecchi D., Rega G., Vestroni F.A. Study of the effect of stiffness distribution on nonlinear seismic response of multidegree of freedom structures // Engineering Structure. 1980. V. 2. N 4. P. 244–252.
89. Clough R.W., Lohnston S.B. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements // Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium. Tokyo, 1966.
90. Desavi P., Jyengar K., Reddy K. Ductility of Reinforced Concrete Sections with Confined Compression Lomes // Earthquake Engineering; and Structural Dynamic, 1975. V. 4. N 2. P. 111–118.
91. Guru B.P., Heiderbrecht A. C Factors influencing the inelastic response of multi-storey frames subjected to strong motion earthquake // Proceedings of WCEE, Santiago, 1969.
92. Housner G.W. Behavior of structures during earthquake // J. Mech. Div. Proc. ASCE, 1959, 85. EM 4.
93. Liesa J.O. Factors influencing the hinging behavior of reinforced concrete member under cyclic overloads // Preprints of 5 WCBI, Rome. Session 3d.
94. Imbeault F.A., Nielsen N.N. Effect of Degrading stiffness on the Response of Multistory Frames Subjected to Earthquakes Proceedings of 5 WCEE. Rome, 1973.
95. Jennings P.O. Response of Simple structures to Earthquake // Excitations Ph. D. Thesis, California Institute of Technology. Pasadena, 1963.
96. Kobori T., Minai R., Fujiwara T. Earthquake Response of Frame Structures Composed of Inelastic Members // Proceedings of WCEE. Rome, 1973.

Рекомендованная

Kranyinkier H., Popov E.P. Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-beams // Proceedings of 5 WCEE. Rome, 1973. 162. *Lin G.K., Teng-Guan Shin.* Column response to horizontal – vertical, earthquakes // Proceedings of the A.S.C.E., 1980. V. 106. N EM& P. 1109.

Mahin S. A., Bertera V.V. Problems in establishing and predicting ductility in aseismic design // Proceedings of the International Symposium on Earthquake structural Engineering USA. Missouri. Rolla, Aug. 1976. P. 613–628.

Nigam N.C., Housner G.W. Elastic and inelastic response of framed structures during earthquake // Proceedings of 4 WCEE. Santiago, 1969.

Parducci A., Ferrelli A.S. Primatic Reinforced Concrete Members-Alternate Bending Beyond the yielding of the Reinforcement under Axial Loads // Proceedings of 5 WCEE. Rome, 1973.

Popov B., Bertera V.V. Repaired R/c members under cyclic loadings // Engineering and Structural Dynamic, 1975. V. 4. N 2. P. 129–144.

Ravara A. Comportamento de Estrutura de Betão Armado Sob a Accão de Sismos, Tese // Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, 1903.

Rzhevskiy V.A., Avanesov G.A. Studies of Limiting State Parameters of Reinforced Concrete Frames Beyond Elastic Limit // Proceedings of 6 IWCEE, Dybrovnic.

Shiga T., Ogarva J. The experimental study of the dynamic behavior of reinforced concrete frames // Proceedings of 4 WCEE. Santiago, 1969.

Takisarva H., Lennings P.C. Col laps of a model for ductile reinforced concrete frames under extreme Earthquake motions // Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1980. V. 8. N 2. P. 117–144.

Tommi L., Goshimura K. Damage to a reinforced concrete hotel building due to the Ohita earthquake of April 21, 1975 // Proceedings of the Sixth World Conference on Earthquake Engineering. New Delhi, India, 1977. 11–16 January.

Trifinac M.D. Response Spectra Analysis of Strong motion earthquake accelerograms // Pasadena Calif. Inst. of Technology Earthquake Eng. Res. Lab. 1972. V.3. Part A.

Umemura H., Aoyama H., Takizawa H. Analyses of the Behavior of Reinforced Concrete Structures During Strong Earthquakes Based on Impenetrability Estimation of Inelastic Restoring Force Characteristics of Members // Proceedings of 5 WCEE. Rome, 1973.

Veltsos A.S. Maximum deformations of certain nonlinear systems // Proceedings of 4 WCEE, Santiago, 1969.

Wight J., Kanob J. Shear failure of reinforced concrete columns subjected to cyclic loading // Preprints of 5 WCEE. Rome, 1973. Session 2 d.

Wokobayashi W., Matsui C., Minami K., Mituni J. Inelastic Behavior of steel Frames Subjected to Constant Vertical and Alternating Horizontal Loads // Proceedings of 5 WCEE. Rome, 1973.

Lagajeski S.W., Bert V.V. Optimum seismic-resistant design of R/c frames // Proceedings of the ASCE, 1979. V. 105. N ST 5. P. 829–845.

Muguruma H. Study on hysteretic behavior of statically indeterminate prestressed concrete frame structure subjected to reversed cyclic lateral load // Bulletin Information N 132 bis, AJCAP–CEB Symposium. Rome, May 1979. P. 37–44.

Olivia M.G. Shaking table testing of reinforced concrete frames with biaxial response // Report UCB/EERC–80/28. P. 1–114.

Paulay T., Bull J.N. Shear effects on plastic hinges of earthquake resisting reinforced concrete frames // Bulletin Information N 132, AJCAP–CEB Symposium. Rome, May 1979. P. 165–172.

ГЛАВА II СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ТЕОРИИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

2.1. Статическая теория Ф. Омори

Разрушительные землетрясения – грозное явление природы. История человечества хранит память о целом ряде сейсмических катастроф, приведших к многочисленным жертвам и огромному материальному ущербу. Сейсмические наблюдения в своей простейшей форме ведутся уже с древних времен. Древнейшие летописи ряда сейсмических стран мира содержат описание катастрофических землетрясений и их последствий. К началу нашей эры относятся первые попытки инструментального наблюдения, сейсмического эффекта (китайский сейсмоскоп Чжан-Хэна, 132 г. н.э.). Естественно, что параллельно с изучением землетрясений возникали и попытки защитных антисейсмических мероприятий в области строительства. Анализ памятников древней архитектуры, расположенных в сейсмических районах, показывает, что их строители учитывали опасность землетрясений и предусматривали специальные защитные меры при разработке общей компоновки и конструкции зданий.

Примитивные антисейсмические мероприятия, характерные для раннего периода сейсмостойкого строительства, основывались на опыте землетрясений. Дальнейший прогресс в этой области тесно связан с изучением последствий разрушительных землетрясений, которые служили основным источником этого опыта и стимулировали оживление интереса к вопросам сейсмостойкости сооружений. Во второй половине XIX в., после ряда разрушительных землетрясений, в соответствующих районах Италии, Японии и других стран были разработаны строительные правила, предусматривающие определенную систему антисейсмических мероприятий. К тому же времени относится опубликование ряда работ, обобщающих опыт землетрясений и борьбы с ними (Лесказ, Олдгам, Милн). Успеху сейсмостойкого строительства в значительной мере способствовало зарождение инструментальной сейсмологии в середине XIX в. и создание первых сейсмических шкал для оценки силы землетрясений. Однако рекомендации сейсмостойкого строительства рассматриваемого периода носили эмпирический характер и базировались скорее на инженерной интуиции, чем на научно обоснованных теоретических концепциях. Разработка научных основ сейсмостойкого строительства стала возможной лишь при развитии общих методов исследования строительных конструкций и, что самое главное, после получения первых количественных характеристик сейсмического эффекта. Дальнейшие уточнения теоретических представлений в этой области были самым тесным образом связаны с получением новых инструментальных данных о сейсмических колебаниях почвы и осуществлялись, по мере накопления последних. Этот процесс далек от завершения и в настоящее время.

Началом зарождения теории сейсмостойкости сооружений как научной дисциплины следует считать период конца XIX и начала XX в., следующий за разрушительным японским землетрясением 1891 г. (Мино-Овари). При обследовании последствий этой крупнейшей катастрофы японскими учеными был произведен анализ смещения и опрокидывания памятников, массивов и т. п.; на основе этого были получены первые приближенные данные о максимальных сейсмических ускорениях грунта, позволившие определить задачу ко-

личественного исследования сейсмического эффекта. С целью анализа сейсмических сил в сооружениях Ф. Омори в 1900 г. провел специальные опыты с кирпичными столбиками [13]. Столбики устанавливались на сейсмической платформе и их основанию сообщались горизонтальные гармонические колебания. Увеличивая интенсивность колебаний, столбики доводили до разрушения, что давало возможность определять наибольшие ускорения и разрушающие инерционные силы. На основе результатов этих опытов Ф. Омори и Сано была разработана методика определения сейсмических сил, получившая название статической теории сейсмостойкости. Суть этой теории состоит в том, что не учитываются деформации сооружения и его колебания сводятся к переносному движению вместе с основанием. Очевидно, что при таком предположении ускорения всех точек сооружения равны ускорению основания, а распределение сейсмических инерционных сил на его высоте подобно распределению масс (веса); максимальные значения сейсмических сил могут быть представлены в виде горизонтально направленных статических сил, пропорциональных весам:

$$S = mW_0 = Q \frac{W_0}{g} = K_c Q. \quad (2.1)$$

Здесь m , Q – масса и вес части сооружения; S – сейсмическая сила, действующая на эту часть; W_0 – максимальное сейсмическое ускорение основания сооружения (грунта); g – ускорение силы тяжести.

Коэффициентом пропорциональности между весом части сооружения и соответствующей сейсмической силой в формуле (2.1) служит сейсмический коэффициент K_c , равный отношению максимального ускорения грунта при землетрясении к ускорению силы тяжести ($K_c W_0/g$). Этот коэффициент до сих пор применяется в теории сейсмостойкости в качестве характеристики относительной силы землетрясения; в статической теории его величина устанавливалась на основе макросейсмических данных разрушительных землетрясений и принималась в практических расчетах в соответствии с ожидаемой силой землетрясения (балльностью района).

Значение статической теории для развития сейсмостойкого строительства состояло в том, что в ее рамках впервые удалось получить количественную (хотя бы приближенную) оценку сейсмических сил и тем самым свести проектирование сейсмостойких сооружений к обычной инженерной задаче. Однако очевидно, что расчетная методика статической теории приближенно справедлива лишь для весьма жестких сооружений, деформации которых пренебрежимо малы по сравнению со смещениями основания при землетрясениях (да и то при условии правильного назначения максимальных ускорений почвы); для высоких зданий, претерпевающих значительные поперечные деформации, она заведомо не может дать правильных результатов.

Опыт разрушительных землетрясений начала XX в. (Сан-Франциско, 1906 г.; Мессина, 1908 г.; Канто, 1923 г.) выявил недостатки статической теории и несовершенство ее основных положений. В СССР интерес к вопросам сейсмостойкости повысился после землетрясений в Ленинкане (1926 г.) и Крыму (1927 г.). Постепенно стало очевидным, что поведение сооружения при землетрясении существенно зависит от его динамических свойств и что обоснованное решение задач сейсмостойкости возможно только в рамках динамической теории, с достаточной полнотой описывающей процесс сейсмических колебаний сооружений. Существенным препятствием для создания такой теории служила недостаточность исходных данных о характере сейсмических движений грунта: если для определения сейсмических сил по существующей теории достаточно было иметь лишь значения максимальных ускорений, то при исследовании сейсмических колебаний сооружения требовалось дополнительно задаваться законом движения основания (грунта) во времени. Первая попытка такого рода сделана Н. Монообэ (Япония) в 1920 г. [13]. Он принял колебания ос-

нования по гармоническому (синусоидальному) закону и рассмотрел установившиеся (стационарные) вынужденные колебания сооружения, представленного в виде системы с одной степенью свободы (без учета рассеяния энергии). В результате Н. Мононобэ была получена формула для определения сейсмической силы:

$$S = K_c \beta Q. \quad (2.2)$$

Это выражение отличается от формулы статической теории (2.1) дополнительным коэффициентом динамичности β , который для системы с одной степенью свободы при принятых исходных предположениях записывается так:

$$\beta = \frac{1}{1 - T^2 / T_0^2}. \quad (2.3)$$

Здесь T – период собственных колебаний сооружения; T_0 – период колебаний основания при землетрясении.

По воззрениям, господствовавшим в рассматриваемый период, движения грунта при землетрясениях представлялись как плавный, достаточно регулярный колебательный процесс с периодом порядка $T_0 = 1$ сек. Поэтому для жестких зданий, имеющих период собственных колебаний (основного тона) около $T = 0,3-0,4$ сек, поправка к статической теории за счет коэффициента β по формуле (2.3) была незначительна; значительную роль динамический эффект при указанных предположениях играет только для высоких (гибких) зданий с более длинными периодами собственных колебаний.

2.2. Динамическая теория Н. Мононобэ

Как было отмечено в 2.1, первоначальные варианты динамической теории сейсмостойкости исходили из представления о плавном гармоническом характере сейсмических колебаний грунта (с периодом порядка 0,8–1 сек). Такое представление базировалось, главным образом, на инструментальных записях смещений почвы (сейсмограммах), полученных в отдаленных от эпицентра точках. Условность указанного представления стала ощущаться уже к 30-м годам прошлого века; было установлено, что записи сейсмографов обычного типа, не приспособленных к регистрации сильных колебаний, не могут дать надежной информации об амплитудах и периодах смещений и, особенно – ускорений почвы при разрушительных землетрясениях. В период 1920–1935 гг. в Японии были сконструированы специальные сейсмографы для регистрации сильных землетрясений и акселерографы, непосредственно записывающие ускорения грунта. Первые же записи землетрясений средней силы, полученные с помощью этих приборов, со всей очевидностью выявили сложный многочастотный состав сейсмических движений грунта, носящих «дикий», нерегулярный характер, не поддающийся простому аналитическому описанию. К аналогичным выводам привел анализ ряда макросейсмических данных, полученных при землетрясениях этого периода; в частности, они подтвердили значительную роль высокочастотных, «жестких» компонент колебаний грунта (японские землетрясения 1925–1931 гг.; землетрясение в Лонг-Бич, США, 1933 г.).

Под влиянием этих фактов постепенно складывался новый подход к динамической задаче сейсмостойкости. Большую роль в этом сыграли работы японских антисейсмоков и, в частности, Сюэхпро [9], предвосхитившего ряд современных воззрений на проблемы сейсмостойкости. В результате к началу 40-х годов была разработана новая форма динамического метода расчета на сейсмостойкость, именуемая обычно спектральным методом или методом расчета по спектральным кривым.

Основная идея спектрального метода анализа сейсмического эффекта состоит в том, что вместо описания процесса сейсмических колебаний сооружения в функции времени опре-

деляются максимальные величины различных факторов (ускорений, скоростей, смещений) по отдельным нормальным составляющим (компонентам) этих колебаний. Эти величины могут быть определены на основе анализа поведения осцилляторов с соответствующими динамическими параметрами (период собственных колебаний, показатель рассеяния энергии); для этого используются сейсмограммы и акселерограммы прошлых землетрясений или записи специальных сейсмометров, непосредственно регистрирующих максимальные смещения, ускорения и т. д. В результате получают спектральные кривые, описывающие максимальные сейсмические ускорения, скорости или смещения системы с одной степенью свободы (осциллятора) в функции периода его собственных колебаний (и показателя рассеяния энергии). С помощью таких спектральных кривых можно рассчитать максимальные сейсмические усилия в сложных системах. Методика расчетов по спектральным кривым подробно описана в главах 3, 4 и 5.

Идея спектрального метода определения сейсмических сил впервые была высказана М. Био в 1933 г. Однако для построения расчетных спектральных кривых нужны были соответствующие инструментальные данные. С 1933 г. Береговая и геодезическая служба США начала организацию инженерно-сейсмологической сети, оснащенной специальными приборами для регистрации сильных землетрясений, Уже к 1941 г. было получено несколько акселерограмм сильных землетрясений, происшедших на территории США, из коих два было 8-балльных. В 1941 г. Био сконструировал специальный механический интегратор для построения спектральных кривых по инструментально зарегистрированным акселерограммам (без учета рассеяния энергии) [11]. Впоследствии расчетный аппарат спектрального метода и техника построения спектральных кривых были развиты в работах Дж. Хаузнера, Дж.Л. Альфорда [10, 12]; в частности, для получения спектров стали применять аналоговые и цифровые вычислительные машины. Одновременно происходило дальнейшее накопление инструментальных акселерограмм сильных землетрясений. С 1951 г. приборами для записи сильных землетрясений оснащается сейсмологическая сеть Японии, где вследствие частых землетрясений за относительно короткий срок удается получить ряд акселерограмм. Инструментальная регистрация сильных землетрясений ведется также и о других сейсмических странах мира (Мексика, Новая Зеландия и т. д.).

Большие исследования по спектральным методам расчетов на сейсмостойкость были проведены в СССР. В первую очередь, следует отметить работы Центрального научно-исследовательского института промышленных сооружений – ЦНИПС (ныне Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. Кучеренко – ЦНИИСК), Института физики Земли Академии наук СССР, Института строительного дела (ныне Институт строительной механики и сейсмостойкости) Академии наук Грузинской ССР, Института стройматериалов и сооружений Армянской ССР и ряда других исследовательских организаций. В 1954 г. И.Л. Корчинский (ЦНИПС), независимо от американских исследований, дал теоретическое обоснование спектрального метода и предложил удобный вид расчетных формул [5, 6]. Влияние форм собственных колебаний на величину сейсмических сил в этих формулах отражено более полно и точно, чем в расчетной методике США. На основе обработки большого числа сейсмограмм И.Л. Корчинским была предложена расчетная спектральная кривая, затем откорректированная и обоснованная им по фактическим данным о повреждениях сооружений при сильных землетрясениях.

С.В. Медведев (Институт физики Земли) в 1956 г. на основе обработки акселерограмм землетрясений, записанных на территории США, построил спектры смещения (спектры действия по С.В. Медведеву). Он исследовал зависимость сейсмических смещений осциллятора от периода и декремента его свободных колебаний и сконструировал сейсмометр для определения балльности землетрясений; показания этого прибора служат для оценки силы землетрясений по сейсмической шкале Института физики Земли АН СССР [7].

А.Г. Назаровым в 1945 г. был предложен метод инструментального интегрирования дифференциальных уравнений сейсмических колебаний и построения спектров сейсмических ускорений линейных осцилляторов (названных им приведенными сейсмическими ускорениями) с помощью многомаятниковых сейсмометров. А.Г. Назаров исследовал свойства спектров приведенных ускорений и предложил их интерпретацию, основанную на уточнении понятий сейсмических толчков и ударов, как характерных элементов движения грунта при землетрясениях [8]. В 1952 г. были изготовлены первые образцы многомаятниковых сейсмометров; систематическое применение этих приборов, начатое в 1953 г., позволило получить спектры ускорений по записям ряда землетрясений на территории Закавказских республик и Таджикской ССР (силой 3–6 баллов), а также промышленных взрывов (Б.К. Карапетян, С.А. Пирузян, С.А. Шагинян).

Ряд исследований по обоснованию динамической теории сейсмостойкости и развитию спектрального метода был выполнен И.И. Гольденблатом, Ю.Р. Лейдерманом, Ш.Г. Напетваридзе, М.Т. Уразбаевым, В.Т. Рассказовским.

Параллельно с теоретическими исследованиями и обработкой инструментальных данных для построения спектральных кривых проводились работы по определению динамических характеристик зданий и сооружений (периоды, формы и декременты собственных колебаний). Большую роль в этом отношении сыграли результаты экспериментальных исследований – натуральных и модельных испытаний.

Натурное испытание зданий, как наиболее надежный метод получения достоверных динамических характеристик, в Японии применялось с начала XX века. В связи с разработкой спектрального метода такие исследования с 1933 г. в широких масштабах стали проводиться Береговой и геодезической службой США, а в дальнейшем – в ряде сейсмических стран мира, в том числе в СССР. Для анализа динамического поведения сооружений существенное значение имели испытания моделей на сейсмической платформе, выполненные в СССР, Японии, Италии, США. В СССР первые модельные исследования были проведены в 30-х годах прошлого века (Сейсмологический институт АН СССР, Закавказский институт сооружений). В 1948–1949 гг. В.А. Быховским и Б.Е. Телишевским в ЦНИПС была создана сейсмическая платформа программного управления и проведены исследования сооружений разного вида. В дальнейшем в различных республиках СССР был создан ряд сейсмических платформ с широким диапазоном режимов работы и параметров.

Указанные исследования позволили дать достаточно полное теоретическое обоснование спектрального метода, получить надежные расчетные спектральные кривые и разработать практические приемы определения необходимых для расчета динамических характеристик зданий и сооружений различного типа. Таким образом, были созданы предпосылки для практического применения метода расчета по спектральным кривым. С 1954 г. спектральный метод был введен в нормативные документы сейсмостойкого строительства США. В Советском союзе спектральный метод расчета на сейсмические воздействия был регламентирован «Нормами и правилами строительства в сейсмических районах» (СН 8–57) и затем в развитой форме представлен в «Строительных нормах и правилах». В настоящее время метод спектральных кривых в той или иной форме принят в нормах большинства сейсмических стран.

Разработка спектрального метода – важное достижение динамической теории сейсмостойкости; его внедрение в практику проектирования обусловило существенное повышение надежности и эффективности сейсмостойкого строительства. Однако спектральный метод имеет ряд недостатков. Уже отмечалось, что он не дает описания сейсмических колебаний сооружений и позволяет получить для сейсмических усилий и деформаций лишь оценки «сверху». Этот метод, основанный на разложении решения в ряд по нормальным составляющим, в строгом смысле пригоден для анализа только линейных колебаний. Поэтому наряду со спектральным методом развивалась и другая разновидность динамического

метода расчета на сейсмостойкость, получившая название расчета по фактическим акселерограммам. Этот метод основан на численном решении дифференциальных уравнений сейсмических колебаний (линейных или нелинейных), причем правая часть уравнений (возмущающая функция) задана в виде инструментально зарегистрированной акселерограммы «характерного» землетрясения. Первоначально такие расчеты применялись для построения сейсмических спектров. Использование счетно-вычислительных средств позволило с середины 50-х годов распространить сферу их действия и на сложные системы. Однако ввиду трудоемкости вычислений, и малочисленности имеющихся на сегодняшний день инструментальных акселерограмм, метод расчета по акселерограммам пока что применяется лишь в исследовательских целях или при проектировании особо ответственных сооружений.

В 1950-х годах зародились также вероятностные методы теории сейсмостойкости, и появилась проблема учета упругопластических колебаний в расчетах на сейсмические воздействия. Эти и другие аспекты теории сейсмостойкости, характерные для современного этапа ее развития, рассмотрены в следующем разделе.

2.3. Теория К.С. Завриева

Существенный недостаток исследования Н. Мононобэ – игнорирование начальной фазы сейсмических колебаний. В общей форме основы динамического метода расчета на сейсмостойкость были заложены К.С. Завриевым в 1927 г. [1]. К.С. Завриев обосновал недостаточность исследования установившихся (стационарных) колебаний и необходимость рассмотрения переходных процессов, тем самым он впервые сформулировал динамическую задачу сейсмостойкости в достаточно широкой постановке. Независимо от Н. Мононобэ К.С. Завриев также исходил из гармонического закона колебания грунта, но принимал его в косинусоидальной форме, что давало возможность отразить внезапный характер начала сейсмического воздействия; было показано, что при таком предположении коэффициент динамичности β имеет удвоенное по сравнению с формулой (2.3) значение. В дальнейших работах К.С. Завриева и А.Г. Назарова этот подход был развит и распространен на системы с несколькими степенями свободы [2–4].

Указанные работы сыграли большую роль в становлении динамического подхода к расчету сооружений на сейсмические воздействия и обусловили начало нового этапа в развитии теории сейсмостойкости. Однако при имеющейся в то время ограниченной информации о характере землетрясений динамическая теория могла базироваться лишь на сугубо схематизированной картине движения грунта по гармоническому закону. Поэтому в области практических расчетов сейсмостойких сооружений долгое время – вплоть до 1950-х годов – господствовала статическая теория. Практическое применение динамического метода в этот период ограничивалось введением в расчетные формулы статической теории дополнительного коэффициента динамичности для высоких гибких сооружений. Одновременно в этот период проводились исследования по различным вопросам проектирования сейсмостойких зданий и связанных с ними проблемами динамики сооружений.

Большую роль в развитии исследований по сейсмостойкости в рассматриваемый период сыграло изучение последствий разрушительных землетрясений начала века в Сан-Франциско, Мессине и Японии. Землетрясение 1923 г. в Японии, почти полностью разрушившее Токио и Йокогаму, дало богатейший фактический материал о сейсмических повреждениях различного вида зданий и сооружений. Материал этот, тщательно систематизированный и проанализированный японскими специалистами, долгое время служил основой для корректировки существующих и разработки новых правил сейсмостойкого строительства различных стран. Опыт указанных землетрясений отражен, в частности, в известных монографиях Фримана Бриске, Цшохера и Быховского.

2.4. Ударно-волновая концепция С.Б. Смирнова

Обобщив и сопоставив всю имеющуюся информацию о закономерностях сейсмических и других разрушений, С.Б. Смирнов установил, что первые трещины появляются не в самых напряженных точках, как этого требуют правила строительной механики, а колонны разрушаются без появления излома и изгибных трещин (как должно быть). Вместо этого в них появляются чисто сдвиговые трещины, что также является противоречием, и говорит о нарушении равновесия. Кроме того, до сих пор еще никто не смог экспериментально воспроизвести сдвиговый характер сейсмического разрушения железобетонных конструкций даже при ускорениях грунта, равных $4000g$, а тип разрушения не похож ни на какие другие воздействия – ураганы, колебания сейсмоплатформ и т. д. И только подземные взрывы отдаленно напоминают сейсмические разрушения.

Отсюда С.Б. Смирнов делает вывод, что действующая на протяжении последнего столетия резонансно-колебательная сейсмическая концепция не отвечает реальному положению дел в сейсмостойком строительстве, как и основанные на ней расчеты, нормы проектирования и меры сейсмозащиты. Истинной же причиной всех сейсмических разрушений являются не резонансные колебания гибких элементов конструкции, вызванные стоячими поперечными волнами, а продольные мощные импульсы ускорения грунта, порождающие в здании ударные волны сдвига, которые вырезают из них отдельные участки вертикальными плоскостями, оставляя при этом совершенно нетронутыми соседние участки.

Во время землетрясения происходит подземный толчок, который сопровождается мощнейшим мгновенным выбросом энергии, вызывающим гигантские ускорения грунта. Продольная сейсмическая ударная волна, возникающая при этом в грунте, создает серию импульсов, которые «ударяют» по торцу фундамента, резко сдвигают его относительно здания и через стены или колонны заходят в него.

Зашедшая в здание ударная волна с огромной скоростью и почти беспрепятственно пробегает по нему сверху вниз, создавая участок сдвига в форме параллелограмма, где отсутствуют изгибные деформации и напряжения.

Сдвигая полосы, ударная волна заставляет принять эту же форму перемычек, зажатых между ними, образуя в них наклонные трещины одного направления, тем самым вызывая разрушения. Затем, отразившись от свободного края стены, она меняет знак касательных напряжений, и бежит вниз, повторяя описанные выше явления, но изменяя траекторию наклонных трещин на противоположную. В результате после полного пробега ударной волны в здании образуется густая сеть перекрестных наклонных трещин, вызывающих мелкое раздробление бетона в стенах или колоннах или раствора в швах кирпичной кладки. Этот вывод наглядно подтверждают результаты состояний каркасных зданий после землетрясений в Кобе (Япония), где характер и форма разрушения полностью совпали с предсказанными.

Главное достоинство предлагаемой С.Б. Смирновым ударно-волновой концепции заключается в том, что она снимает ряд ключевых противоречий, заложенных в резонансно-колебательной концепции, и дает полное, четкое и всестороннее обоснование характера сейсмического разрушения.

Недостатком данной концепции является отсутствие четкого математического аппарата по определению величины сейсмического воздействия.

Литература к главе 2

1. *Завриев К.С.* Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость. Тифлис: Изд. Тифл. политехн. ин-та, 1928.
2. *Завриев К.С.* Основы теории сейсмостойкости // Труды Закавказского ин-та сооружений. Вып. IX. Тифлис, 1933.
3. *Завриев К.С.* Динамическая теория сейсмостойкости // Труды Закавказского ин-та сооружений. Вып. 29. Тбилиси, 1936.
4. *Завриев К.С., Назаров А.Г.* Теория сейсмостойкости. Сб. «Сейсмостойкость сооружений» // Труды ТНИСГЭИ. Вып. XXVIII. Тбилиси, 1937.
5. *Корчинский И.Л.* Расчет сооружений на сейсмическое воздействие // Научное сообщение ЦНИПС. Вып. 14. М.: Госстройиздат, 1954.
6. *Корчинский И.Л., Поляков С.В., Быховский В.А., Дузинкевич С.Ю., Павлык В.С.* Основы проектирования зданий в сейсмических районах. М.: Госстройиздат, 1961.
7. *Назаров А.Г.* Метод инженерного анализа сейсмических сил. Ереван: Изд. АН Арм. ССР, 1959.
8. *Сюзхиро К.* Инженерная сейсмология // Экономическая жизнь. 1935.
9. *Alford J.L., Housner G.W., Martel R.R.* Spectrum Analysis of Strong Motion Earthquakes // Report California Inst. of Technology. Pasadena, California, August, 1951.
10. *Biot M.A.* Mechanical Analyses for the Prediction of Earthquake Stresses // Bull. of Soc. Seism. of Amer. 1941. V. 31. № 2.
11. *Housner G.W., McCann G.C.* The Analysis of Strong Motion Earthquakes Records with the Electric Analog. Computer // Bull. Seism. Soc. of Amer. V. 39, № 1, 1949.
12. *Mononobe N.* Die Eigenschwingungen eingespannter Stabe Von veranderlichen Querschnitt // Zeitschrift Fur Angewandte Mathematic und Mechanik. Band 1. Hett 6, 1921.
13. *Omori F.* Seismic Experiments on the Fracturing and Overturning of Columns // Publ. Earthquake Invest. Comm. in Foreign Languages. № 4. Tokyo, 1900.

ГЛАВА 3

АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЕ РЕШЕНИЯ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО СЕЙСМОЗАЩИТЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Сооружения в сейсмически неактивных регионах изначально рассчитаны на вертикальные нагрузки и, лишь в малой степени (расчетный вариант ветровой нагрузки) – на горизонтальные нагрузки. В регионах с сильной сейсмической активностью горизонтальные нагрузки могут достигать порядка величин веса конструкции, так что там должны быть предусмотрены соответствующие конструктивные мероприятия для восприятия горизонтальных нагрузок.

Поэтому следующий шаг при расчетах на сейсмическое воздействие состоит уже и в том, чтобы конструктивно проработать восприятие горизонтальных нагрузок. Далее можно конкретизировать эти расчеты более точным количественным выражением дополнительных нагрузок, более точными расчетами по определению напряжений, оптимизацией конструкций для восприятия этих дополнительных нагрузок и оптимизацией локальных конструктивных решений для обеспечения необходимой пластичности.

Для определения напряжений при определенных условиях в качестве простого решения можно использовать статический метод эквивалентных нагрузок. Более высокая точность достигается с помощью динамического расчета по спектральному методу (по спектрам реакции) или по методу реальных акселерограмм. В особых случаях, прежде всего в научных исследованиях, нелинейные расчеты по реальной акселерограмме достигают еще большей точности и соответствия реальному поведению конструкций. [1].

Применимость простого статического метода эквивалентных нагрузок всегда связана с условием, что сооружение ведет себя динамически «благоприятно». В любом случае приоритетным в сейсмостойком проекте должен быть более точный расчет. Ниже приведен список важных конструктивных мероприятий, которые ведут к динамически благоприятному поведению зданий и поэтому допускают упрощенный расчет. Независимо от расчета эти мероприятия должны быть проведены как можно шире в каждом сооружении в сейсмоопасных зонах, чтобы минимизировать риск при землетрясении.

Важно выполнять следующие требования:

Выбирать простую, по возможности прямоугольную конфигурацию, делить сложные (в плане) конструкции на отдельные простые формы (см. рисунок 3.1).

Закладывать фундамент на единой отметке по высоте, в однородном слое грунта, в случае надобности частично выполнять глубокую закладку фундамента (см. рисунок 3.2), избегать грунтов с опасностью разжижения.

- Закладывать фундамент, по возможности, на сплошной фундаментной плите, в крайнем случае, связывать отдельные и ленточные фундаменты с помощью балок (см. рисунок 3.3).
- Симметрично располагать элементы жесткости (диафрагмы, рамы) в плане в обоих направлениях, насколько возможно так, чтобы центры жесткости и масс находились как можно ближе друг к другу.
- Выбирать элементы жесткости, которые обладают пластичными свойствами и не выходят внезапно из строя, а также последовательно конструктивно прорабатывать, прежде всего, деформируемые зоны.

- Связывать стены жесткости поэтажно с помощью перекрытий, действующих как жесткие диски, по возможности без перепадов высоты, располагать кольцевые якоря по этажам, на которых прочно закреплены балки перекрытия.
- Обеспечивать постоянную или непрерывно уменьшающуюся жесткость по высоте сооружения: по возможности, не должно быть сдвигов и перекосов, гибких этажей, прежде всего, на первом этаже.
- Обеспечивать постоянное или непрерывно уменьшающееся распределение масс по высоте здания; не должно быть тяжелой крыши, не должно быть эффекта «хлыста» т. е. не должно быть тяжелой массы вершины на тонком основании (см. рисунок 3.4).
- Избегать тяжелых несущих кирпичных стен, которые могут выпасть при поперечном ускорении; выбирать по возможности легкие конструкции для несущих стен, которые достаточно прочны сами по себе, прежде всего, в плоскости плит.
- Избегать коротких опор, которые вряд ли могут деформироваться и склонны к внезапному разрушению, вместо них использовать деформационные швы соединений заполнений каркаса и/или заменять заполнения каркаса легкими конструкциями.
- Закреплять все тяжелые элементы конструкции (фасады, дымовые трубы, фронтоны и т. д.) и тяжелое оборудование (емкости, механизмы, приборы, полки и т. д.) на несущей конструкции.
- Планировать достаточное расстояние между зданиями как сумму амплитуд сейсмических деформаций обоих зданий, чтобы избежать ударов друг о друга во время землетрясения.

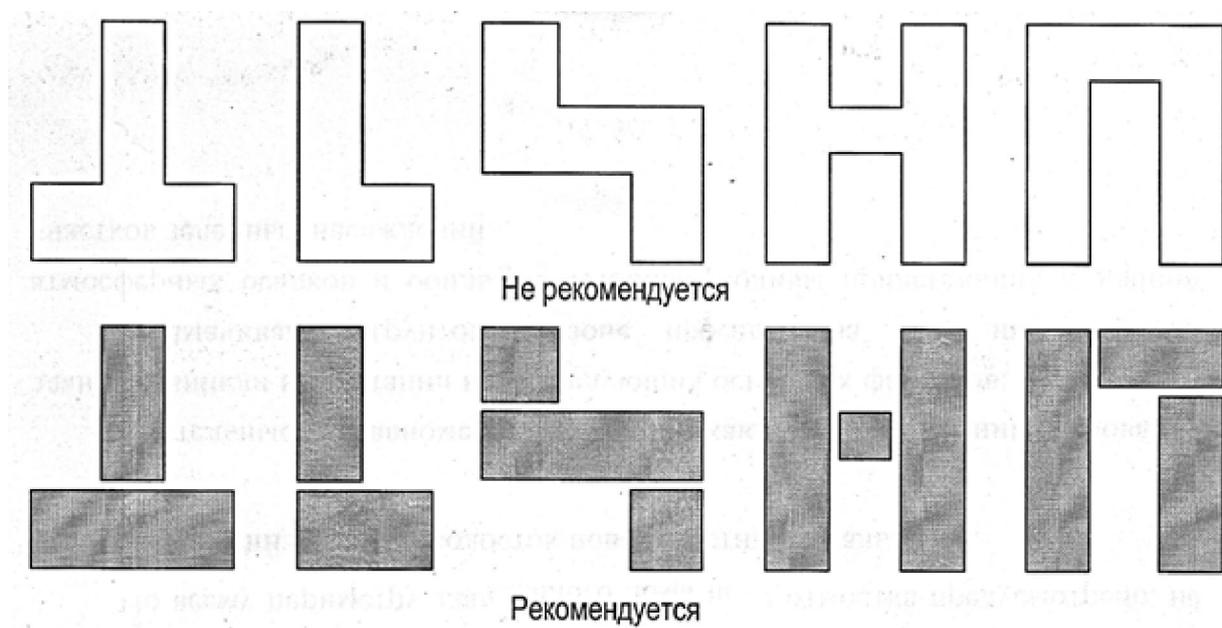


Рисунок 3.1 – Конфигурации отдельных частей здания

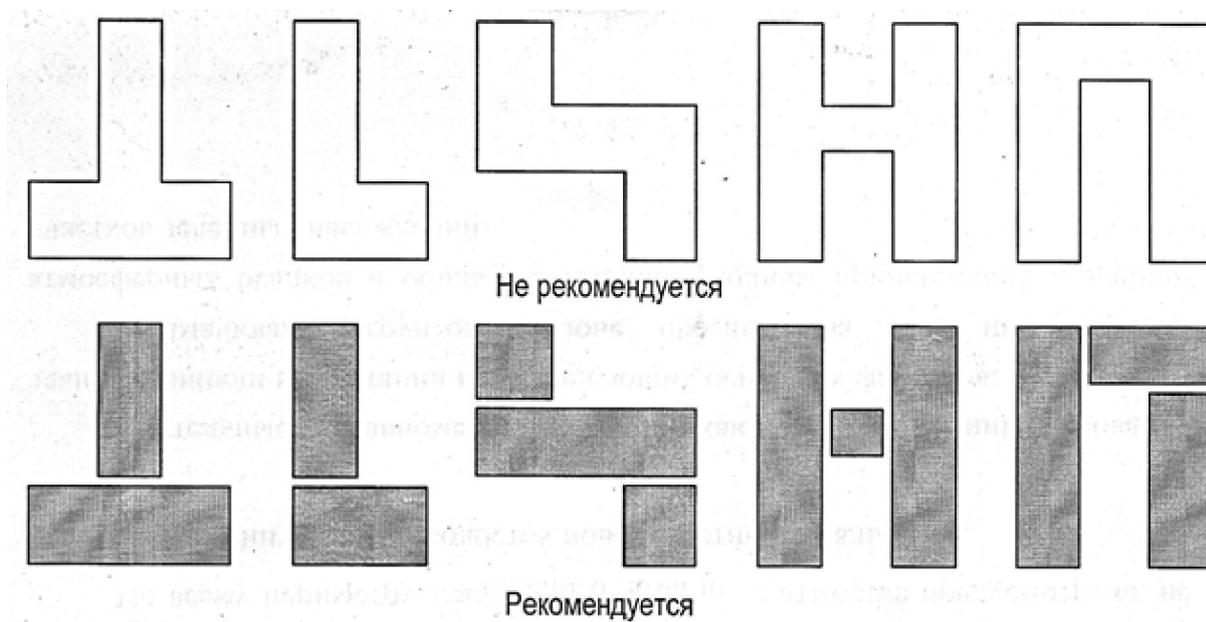
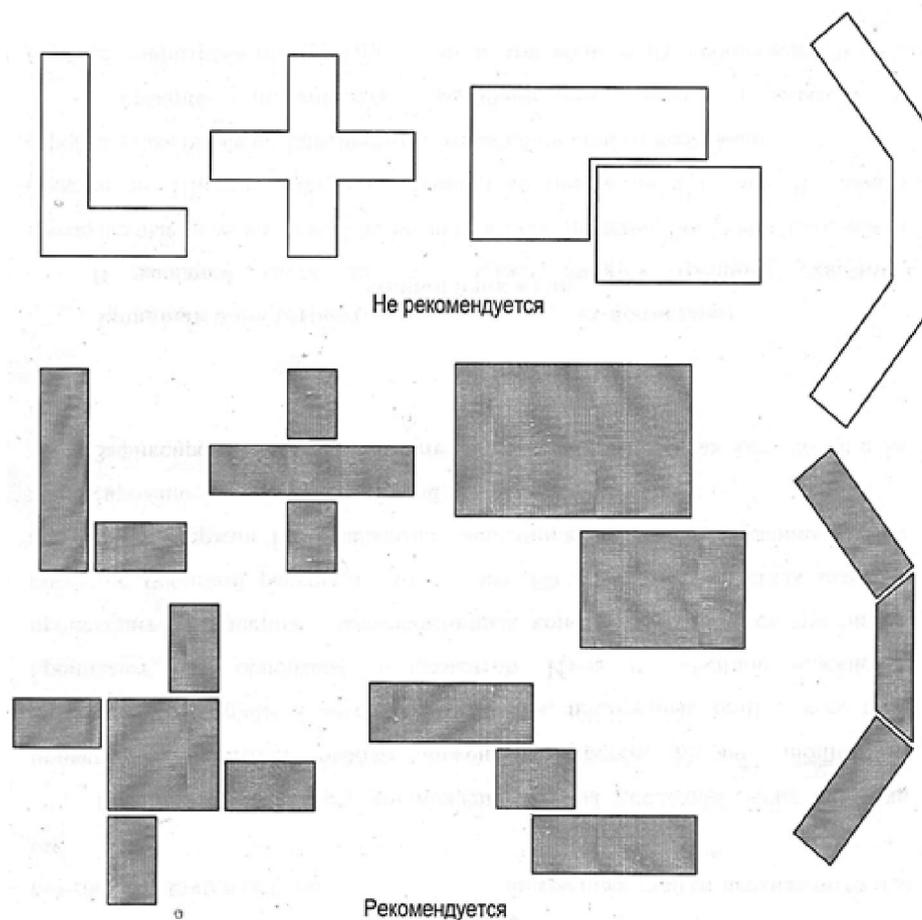
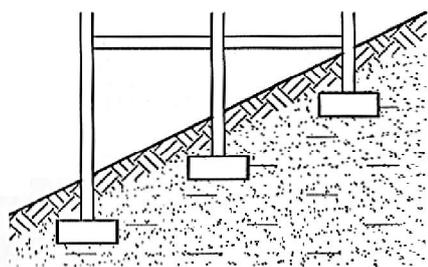
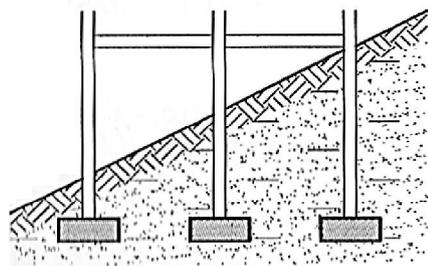
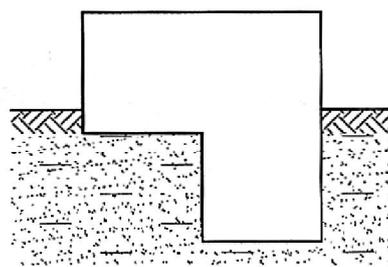


Рисунок 3.1 – Конфигурации отдельных частей здания (продолжение)



не рекомендуется



рекомендуется

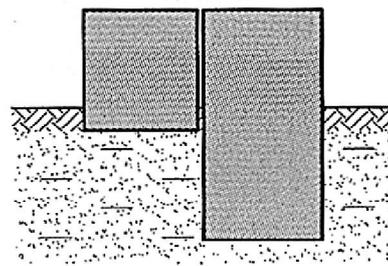
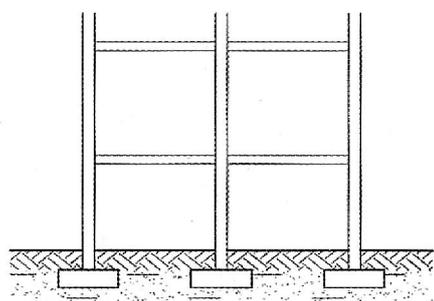
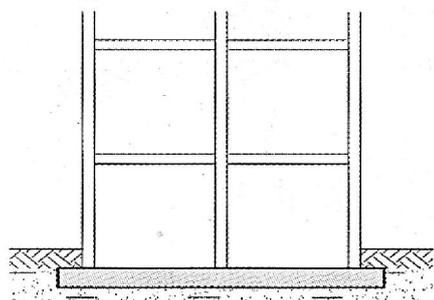
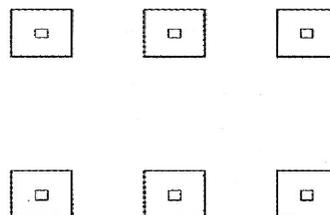


Рисунок 3.2 – Закладка фундаментов



не рекомендуется



рекомендуется

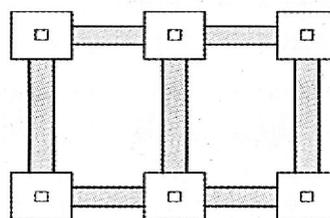


Рисунок 3.3 – Закладка фундаментов

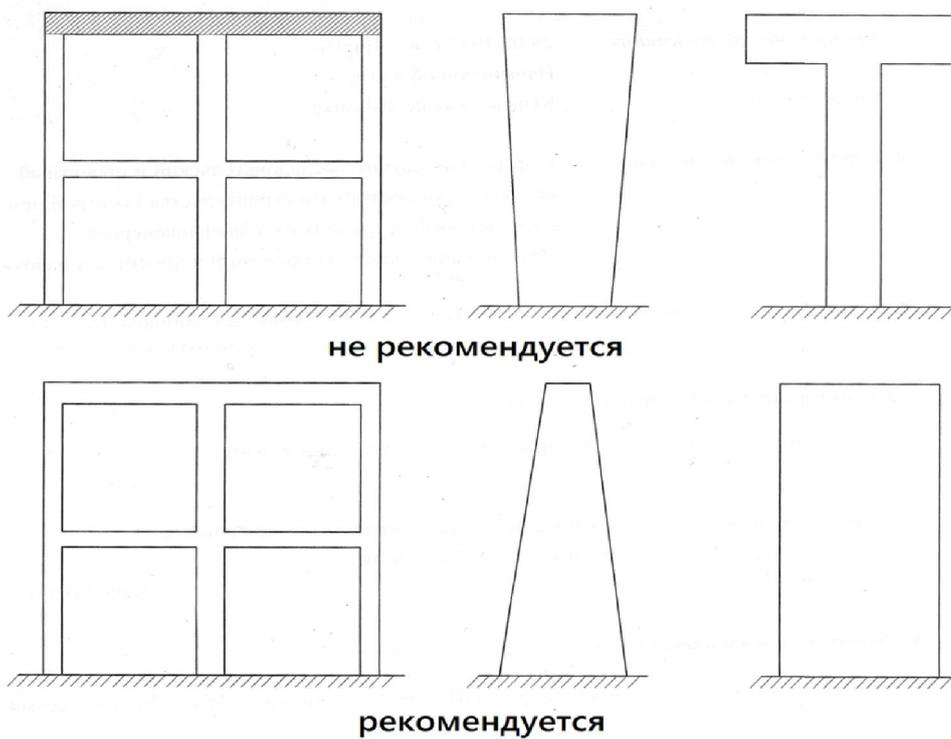


Рисунок 3.4 – Распределение масс по высоте

Литература к главе 3

1. Кусаинов А.А., Ильичев В.А., Ботабеков А.К., Хенкель Ф.-О., Шальк М., Холь Д. Проектирование сейсмостойких конструкций с системами сухого строительства. М.: Изд. АСВ, 2008. 272 с.

ГЛАВА 4 НОРМЫ ПО СЕЙСМОСТОЙКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ

4.1. Основные положения строительных норм и правил Кыргызской Республики

4.1.1. Районирование сейсмоактивных зон по интенсивности силы землетрясения в баллах

Среди наиболее опасных для всего человечества природных катастроф сильные землетрясения занимают особое место. Они происходили всегда, и во все времена истории нашей планеты от них страдала природа, терпели бедствия люди. Каждое сильное землетрясение в густонаселенной местности является катастрофой. Города и селения, превращенные в руины, множество погибших, огромный материальный ущерб. Невольно напрашивается мысль, как преодолеть данную проблему? Ежегодно во всем мире в среднем регистрируется, по меньшей мере, миллион землетрясений; из них только одно или два достигают магнитуду 8, около двадцати обладают достаточной силой, чтобы заставить содрогаться всю нашу планету, сто или двести бывают разрушительными, тысяча причиняют некоторый ущерб и триста тысяч отчетливо ощущаются. По современным оценкам экспертов ЮНДРО и ЮНЕСКО ежегодный ущерб от землетрясений составляет несколько десятков миллиардов долларов, и во многих развивающихся странах поглощает значительную часть национального дохода. Одно катастрофическое землетрясение может унести до миллиона жизней и причинить огромный материальный ущерб. При этом негативные экономические последствия будут наблюдаться далеко за пределами территории, непосредственно пострадавшей от землетрясения. История хранит множество рассказов о сильнейших землетрясениях, в том числе о грандиозных катастрофах. Только разрушительные подземные толчки, зарегистрированные на земном шаре с начала нашего столетия, составляют более 10 тысяч.

В условиях нашей страны проблема сейсмостойкого строительства имеет особое значение, так как мы находимся в сейсмоопасных и сейсмоактивных районах с интенсивностью сейсмической силы 7, 8 и 9 баллов. Это подтверждается последствиями некоторых сильных землетрясений, происшедших только за последние годы. Например, в Нарынской, Баткенской и Ошской областях результаты обследования разрушений показали, что отдельные проектные решения, и особенно качество строительных работ не соответствовали нормативным требованиям сейсмостойкого строительства. А самое главное – квалификация инженерно-технических работников и производителей работ, как правило, не отвечает требованиям сейсмостойкого строительства.

Интенсивность землетрясения в Кыргызской Республике оценивается по 12-балльной шкале Российской Федерации, а 6–9 баллов приняты в качестве государственного стандарта.

При проектировании зданий и сооружений для строительства в сейсмических районах учитывается:

- 1) интенсивность сейсмического воздействия в баллах (сейсмичность);
- 2) повторяемость сейсмического воздействия.

Список основных населенных пунктов Кыргызской Республики, расположенных в сейсмических районах, с указанием принятой для них сейсмичности в баллах и повторяемости сейсмического воздействия приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Перечень населенных пунктов на территории Кыргызской Республики и ожидаемых землетрясений с интенсивностью 7, 8 и 9 баллов

№ п/п	Наименование населенных пунктов	Ожидаемые землетрясения (в баллах)	№	Наименование населенных пунктов	Ожидаемые землетрясения (в баллах)
1	2	3	1	2	3
Чуйская область			Ошская область		
1	г. Бишкек	9	41	г. Ош	9
2	с. Беловодское	9	42	с. Араван	9
3	с. Иссык-Ата	9	43	с. Иркештам	9
4	г. Кара-Балта	9	44	г. Кара-Суу	9
5	с. Сокулук	9	45	с. Кашгар-Кышлак	9
6	с. Сосновка	9	46	с. Кызыл-Туу	9
7	г. Кемин	9	47	с. Мырза-Аки	9
8	г. Токмак	9	48	с. Папан	9
9	с. Ивановка	8	49	г. Узген	9
10	г. Кант	8	50	с. Гульчо	9
11	с. Манас	8	51	с. Кара-Кульджа	9
12	с. Чалдыбар	8	52	с. Уч-Коргон	9
13	с. Шабдан	8	Баткенская область		
14	с. Камышовка	7	53	с. Лейлек	8
15	с. Степнас	7	54	г. Сулюкта	8
16	с. Телек	7	55	г. Кадамджай	8
Нарынская область			56	г. Хайдаркан	8
17	г. Нарын	8	57	г. Исфана	8
18	с. Кочкор	8	58	с. Кулунду	8
19	с. Ак-Талаа	8	59	с. Шахимардан	8
20	с. Ат-Башы	8	Жалал-Абадская область		
21	с. Куланак	8	60	г. Жалал-Абад	9
22	с. Кум-Добо	8	61	с. Ак-Там	9
23	с. Кызарт	8	62	с. Ала-Бука	9
24	с. Жумгал	7	63	с. Жаны-Жол	9
25	с. Комсомол	7	64	с. Кербен	9
26	с. Торутарт	7	65	с. Кок-Янгал	9
27	с. Чаек	7	66	с. Ленинское	9
28	с. Чолпон	7	67	с. Маданият	9
Иссык-Кульская область			68	с. Сакалды	9
29	г. Каракол	9	69	г. Сузак	9
30	г. Бозтери	9	70	г. Токтогул	9
31	с. Кок-Майнак	9	71	г. Шамалды-Сай	9
32	с. Кош-Кол	9	72	с. Арсланбоб	8
33	с. Сары-Камыш	9	73	с. Жаны-Жол	8
34	с. Тамчы	9	74	с. Казарман	8
35	г. Чолпон-Ата	9	Таласская область		
36	г. Балыкчи	8	75	г. Талас	8
37	с. Орто-Токой	8	76	с. Шекер	8
38	с. Тамго	8	77	пгт Майман	8
39	с. Тон	8	78	с. Орловка	8
40	с. Тору-Айгыр	8	79	с. Покровка	8
			80	г. Чымкент	8

4.1.2. Установление сейсмичности строительной площадки в зависимости от категории грунта

Определение сейсмичности площадки строительства производится на основании сейсмического микрорайонирования. В районах, для которых отсутствуют карты сейсмического микрорайонирования, сейсмичность площадки строительства определяют в зависимости от сейсмичности района строительства и категории грунта по сейсмическим свойствам согласно таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Сейсмичность площадки строительства в зависимости от сейсмичности района строительства и категории грунта по сейсмическим свойствам

Категория грунта по сейсмиче- ским свой- ствам	Грунты	Сейсмичность площадки стро- ительства при сейсмичности района, баллы	
		7 и 8	9
1	2	3	4
I	1. Скальные грунты всех видов (в том числе вечномерзлые оттаявшие) неветрелые и слабоветрелые с пределом прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии $R_c > 1$ МПа и скорость распространения сейсмических волн $V_p > 3000$ и $V_s > 1700$ м/с	7	8
	2. Крупнообломочные грунты плотные маловлажные из магматических пород со скоростью распространения сейсмических волн $V_p > 2500$ и $V_s > 900$ м/с	7	8
II	1. Скальные грунты выветрелые и сильновыветрелые с пределом прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии $R_c > 1$ МПа и скорость распространения сейсмических волн $V_p > 1300$ и $V_s > 600$ м/с	8	9
	2. Крупнообломочные грунты , кроме отнесенных к I категории со скоростью распространения сейсмических волн $V_p > 800$ и $V_s > 500$ м/с	8	9
	3. Песчаные грунты: - пески гравелистые крупные и средней крупности, плотные и средней плотности, маловлажные, со скоростью распространения сейсмических волн $V_p > 500$ и $V_s > 350$ м/с; - пески мелкие и пылеватые, плотные и средней плотности, маловлажные, со скоростью распространения сейсмических волн $V_p > 400$ и $V_s > 300$ м/с	8	9
	4. Глинистые грунты: - глины с показателем консистенции $I_L < 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$, со скоростью распространения сейсмических волн $V_p > 900$ и $V_s > 500$ м/с; - суглинки и супеси с показателем консистенции $e < 0,7$ со скоростью распространения сейсмических волн $V_p > 500$ и $V_s > 350$ м/с; - лессовые грунты с коэффициентом пористости $e < 0,8$ со скоростью распространения сейсмических волн $V_p > 500$ и $V_s > 350$ м/с, с показателем консистенции $I_L < 0,5$	8	9

III	1. Песчаные грунты: - пески гравелистые крупные и средней крупности, рыхлые, маловлажные при степени влажности $S_R < 0,5$ со I скоростью распространения сейсмических волн $V_s < 300$ м/с; - пески гравелистые средней крупности, рыхлые, влажные при степени влажности $S_R > 0,5$ с водонасыщением $S_R > 0,8$, со скоростью распространения сейсмических волн $V_s < 300$ м/с; - пески мелкие и пылеватые средней плотности, $S_R > 0,5$ со скоростью распространения сейсмических волн $V_s < 300$ м/с	8	9
	2. Глинистые грунты: - глины с показателем консистенции $I_L > 0,5$ со скоростью распространения сейсмических волн $V_s < 500$ м/с; - суглинки и супеси с показателем консистенции $I_L > 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,8$ при показателе консистенции $I_L > 0,5$ со скоростью распространения сейсмических волн $V_s < 300$ м/с; - лессовидные грунты с коэффициентом пористости $e < 0,8$ при показателе консистенции $I_L < 0,5$ со скоростью распространения сейсмических волн $V_s > 300$ м/с	8	9
	3. Насыпные грунты: - песчаные и пылевато-глинистые снижавшиеся с модулем общей деформации при водонасыщении $E_0 \leq 12$ МПа со скоростью распространения сейсмических волн $V_s > 300$ м/с	8	9

Расчетная сейсмичность (в баллах) здания или сооружения зависит от его характеристики и сейсмичности площадки строительства и принимается по таблице 4.3. Таким образом, чтобы определить расчетную сейсмичность здания или сооружения, необходимо по списку населенных пунктов установить сейсмичность района строительства, затем по таблице 4.2 – сейсмичность площадки строительства.

Таблица 4.3 – Расчетная сейсмичность здания или сооружения

Характеристика зданий и сооружений	Расчетная сейсмичность при сейсмичности площадки строительства, баллы		
	7	8	9
1. Жилые, общественные и производственные здания и сооружения, за исключением указанных в п. 2–5	7	8	9
2. Особо ответственные здания и сооружения*		9	9**
3. Здания и сооружения, повреждение которых связано с особенно тяжелыми последствиями (большие и средние вокзалы, крытые стадионы и т. п.)	7 8	8**	9***
4. Здания и сооружения, функционирование которых необходимо при ликвидации последствий землетрясений (системы энерго- и водоснабжения, пожарное депо, системы пожаротушения, некоторые сооружения связи и т. п.)	7*** Без учета сейсмических воздействий	8***	9***
5. Здания и сооружения, разрушения которых не связано с гибелью людей, порчей ценного оборудования и не вызывает прекращения непрерывных производственных процессов (склады, крановые или ремонтные эстакады, небольшие мастерские и др.), а также временные здания и сооружения			

* Перечень зданий и сооружений по п. 2 утверждается министерствами или ведомствами по согласованию с агентством по архитектуре и строительству при правительстве КР.
 ** Здания и сооружения рассчитываются на нагрузку, соответствующую расчетной сейсмичности, умноженную на дополнительный коэффициент 1,5.
 *** То же, с коэффициентом 1,2

4.1.3. Определение сейсмической нагрузки на здания и сооружения

Сейсмическая нагрузка, являясь результатом действия инерционных сил, возникающих при колебаниях сооружения, зависит от периодов и форм его свободных колебаний, определяемых методами динамики сооружений. Динамическая расчетная схема здания зависит от его конструктивной схемы и принимается чаще всего в виде вертикальной консольной упругой системы, на которой указано распределение веса (массы) здания по высоте и дана жесткость.

При расчетной схеме сейсмическую силу принимают действующей горизонтально и приложенной в уровне геометрических осей междуэтажных перекрытий зданий (см. рисунок 4.1).

В качестве примера на рисунке 4.1, а приведена расчетная схема поперечной рамы каркаса 4-этажного трехпролетного здания на действие сейсмической нагрузки. Динамическая расчетная схема такого здания представляет собой систему с четырьмя массами (рисунок 4.1, в). Сосредоточенные массы приняты в уровне междуэтажных перекрытий. Каждая нагрузка Q_k включает в себя вес конструкций соответствующего перекрытия, вес временной нагрузки на него, вес колонн, перегородок и других конструкций в пределах половины высоты примыкающих этажей (верхнего и нижнего).

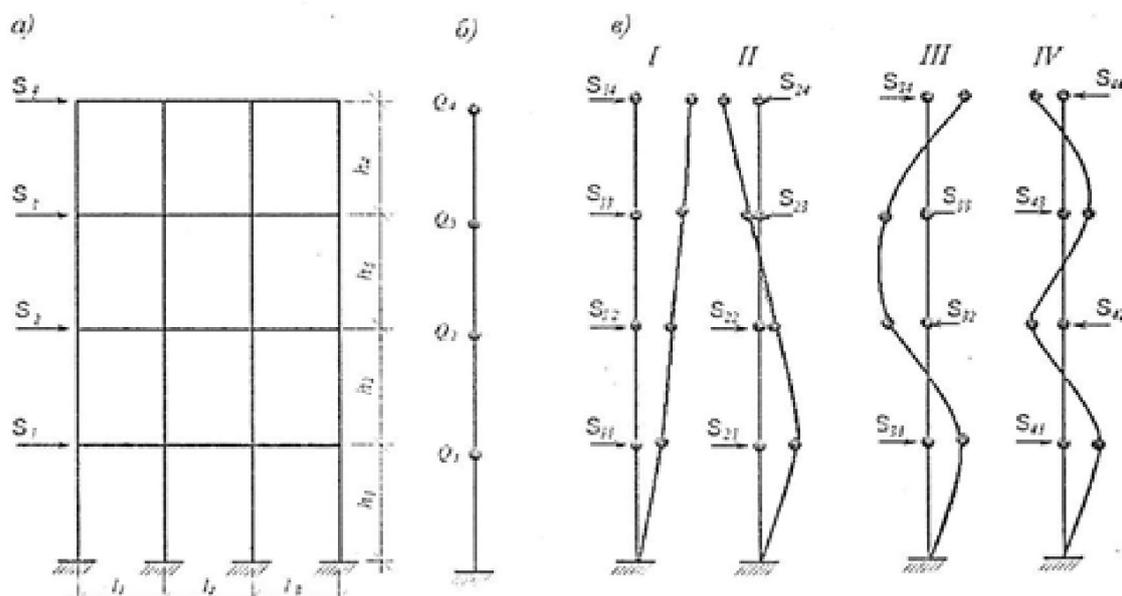


Рисунок 4.1 – Расчетная схема, динамическая модель и формы колебаний

Жесткость в горизонтальном направлении вертикальных конструкций, соединяющих массы, одинакова на каждом уровне жесткости колонн и ригелей отсека здания.

Расчетная сейсмическая нагрузка S_{jk} в выбранном направлении, приложенная к точке K и соответствующая i -му тону собственных колебаний зданий или сооружений, определяется в предположении упругого деформирования конструкций по формуле

$$S_{ik} = Q_k \cdot A \cdot \beta_i \cdot \eta_{ik} \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_\psi, \quad (4.1)$$

где Q_k – вес перекрытия или покрытия, временные полезные нагрузки, соответствующей точке k (см. рисунок 4.1); A – коэффициент сейсмичности, принимаемый по таблице 4.4; β_i – коэффициент динамичности, соответствующий i -му тону собственных колебаний зданий или сооружений, определяемый в зависимости от периодов собственных колебаний T_i здания или сооружения по i -му тону и категорий грунтов по сейсмическим свойствам, принимаемая по таблице 4.5.

η_{ik} – коэффициент деформации, зависящий от формы деформирования при его собственных колебаниях по i -й форме и от места расположения нагрузки;

β_i – коэффициент динамичности, соответствующий i -му тону собственных колебаний зданий или сооружений, определяемый в зависимости от периодов собственных колебаний T_i здания или сооружения по i -му тону и категорий грунтов по сейсмическим свойствам, принимаемый по таблице 4.5;

η_{ik} – коэффициент деформации, зависящий от формы деформирования при его собственных колебаниях по i -й форме и от места расположения нагрузки.

Таблица 4.4 – Значение коэффициента сейсмичности А в зависимости от сейсмической силы

Коэффициент сейсмичности	Значение коэффициента сейсмичности при интенсивности сейсмической силы, балл		
	7	8	9
А	0,10	0,20	0,40

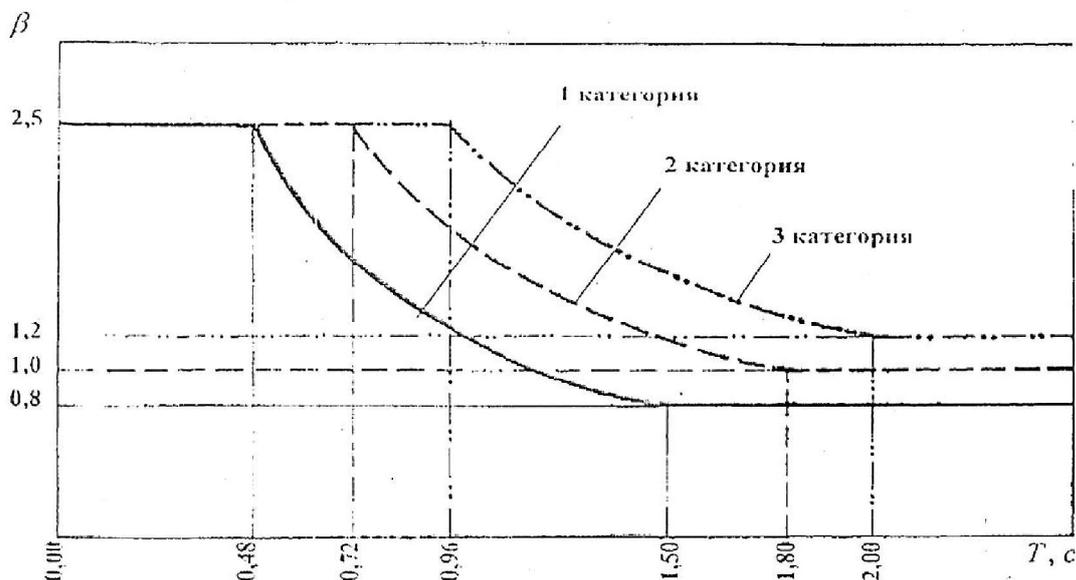


Рисунок 4.2 – Значение коэффициента динамичности β_i

Значение коэффициента деформации η_{ik} определяется по формуле

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n q_j X_i^2(x_j)}, \quad (4.2)$$

где $X_i(x_k)$ и $X_i(x_j)$ – смещения здания при собственных колебаниях по i -ой форме в рассматриваемой точке k и во всех точках j , где в соответствии с расчетной схемой располагаются сосредоточенные сейсмические масс в (рисунок 4.3).

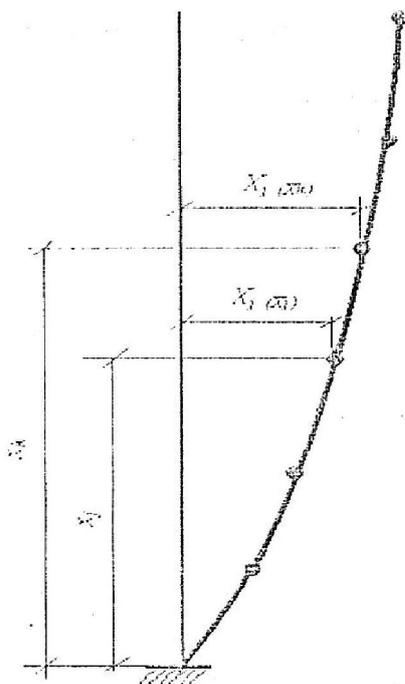


Рисунок 4.3 – Расчетная схема по определению формы деформации

Таблица 4.5 – Значение коэффициента динамичности β_i

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Участок графика (периоды T, c)	Значение β или формула для участка
I	От 0,00 до 0,48 с	2,5
	От 0,48 до 1,50 с	$1,2/T$
	Более 1,50 с	0,8
II	От 0,00 до 0,72 с	2,5
	От 0,72 до 1,80 с	$1,8/T$
	Более 1,80 с	1,0
III	От 0,00 до 0,96 с	2,5
	От 0,96 до 2,00 с	$2,4/T$
	Более 2,00 с	1,2

Коэффициент K_f , учитывающий степень ответственности зданий и сооружений, принимается по таблице 4.6.

Таблица 4.6 – Значение коэффициента K_f , учитывающего степень ответственности зданий и сооружений

Характеристика зданий	Значение K_f
1	2
1. Особо ответственные сооружения, повреждения которых связаны с тяжелыми последствиями для окружающей среды и населения	4
2. Здания, являющиеся ответственными по назначению (некоторые административные объекты государственного назначения)	2
3. Здания и сооружения, эксплуатация которых связана с длительным скоплением в них значительного количества людей (вокзалы, крытые стадионы, театры)	1,5

4. Здания и сооружения, функционирование которых необходимо при ликвидации последствий землетрясений (системы энерго- и водоснабжения, пожарные депо, системы пожаротушения, некоторые сооружения связи)	1,5
5. Здания школ, дошкольных учреждений, больниц, домов престарелых	1,2
6. Жилые, общественные и производственные здания, за исключением указанных в позициях 1–5 и позиции 7	1,0
7. Малоответственные здания и сооружения, разрушение которых не сопровождается гибелью людей, порчей ценного оборудования и не вызывает прекращения непрерывных производственных процессов (некоторые одноэтажные сельскохозяйственные и складские сооружения, временные одноэтажные здания)	0,5

Коэффициент K_2 , учитывающий различные типы и особенности конструктивных решений зданий и сооружений, принимается по таблице 4.7.

Таблица 4.7 – Значение коэффициента K_2 , учитывающего типы и особенности конструктивных решений зданий и сооружений

Конструктивное решение зданий	Значение коэффициента K_2
1	2
1. Здания крупнопанельные со стенами из монолитного железобетона	0,20
2. Здания со стенами комплексной конструкции	0,30
3. Каркасные здания: а) с диафрагмами; с ядрами жесткости; с вертикальными связями между колоннами (кроме одноэтажных зданий); б) не указанные в позиции «а»	0,30 0,25
4. Здания и сооружения, не указанные в позициях 1–3	0,20

Коэффициент K_3 , учитывающий высоту зданий и сооружений, определяется по формуле

$$K_3 = 1 + 0,06(p - 5), \quad 1 \leq K_3 < 2, \quad (4.3)$$

где p – количество этажей.

Коэффициент K_ψ , учитывающий способность здания и сооружения к рассеиванию энергии, принимается по таблице 4.8.

Таблица 4.8 – Значение коэффициента демпфирования K_ψ , учитывающего способность здания и сооружения к рассеиванию энергии

Характеристика зданий	Значение K_ψ
1. Высокие сооружения небольших размеров в плане (башни, мачты, дымовые трубы, отдельно стоящие шахты лифтов и т. п.), сооружения в виде этажерок без заполнения	1,3
2. Здания, не указанные в позиции 1	1,0

4.1.4. Поступательно-крутильная сейсмическая нагрузка

Расчетное значение крутящего момента M_k , прикладываемого в уровне k -го этажа, определяется по формуле

$$M_k = S_{1k} e_k, \quad (4.4)$$

где S_{1k} – расчетная поэтажная сейсмическая нагрузка в рассматриваемом направлении, действующая в уровне k -го этажа и соответствующая первой поступательной (основной для

данного направления) форме собственных колебаний здания; e_k – условный эксцентриситет, равный расстоянию между центром масс и центром жесткостей k -го этажа.

Значения условного эксцентриситета в рассматриваемом уровне следует принимать не менее $0,05 B$, где B – размер здания в плане в направлении, перпендикулярном действию сейсмических сил. Направление крутящего момента должно приниматься наиболее неблагоприятным для напряженного состояния рассматриваемого элемента.

4.1.5. Некоторые особенности расчета зданий по сейсмостойкости

Рамные каркасы, период первого (нижнего) тона собственных колебаний T_1 , которых более 0,4 сек, рассчитываются на сейсмические нагрузки с учетом трех высших форм колебаний. При этом расчетные усилия в элементах рам определяются по формуле

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (4.5)$$

где n – число учитываемых в расчете форм колебаний; N_i – значения усилий в рассматриваемом сечении, которые вызываются сейсмическими нагрузками, соответствующими i -ой форме колебаний.

Для зданий с кирпичными несущими стенами значение $\beta \cdot \eta$ принимаем по [5, 6]. Необходимо отметить, что СНиП [1] предусмотрено, что усилие в конструкциях зданий, проектируемых для строительства в сейсмических районах, следует определять с учетом не менее трех первых форм собственных колебаний, если периоды первого тона собственных колебаний $T_1 > 0,4$ с, и с учетом только первой формы, если $T_1 < 0,4$ с. Для зданий с несущими кирпичными стенами высотой до 5 этажей включительно, возводимых на грунтах i -ой категории, допускается использование значений $\beta_i \cdot \eta_{ik}$, приведенных в таблице 4.9.

Таблица 4.9 – Значения произведения $\beta \cdot \eta$ для зданий с кирпичными несущими стенами для первой категории грунта

Этаж	Количество этажей в здании				
	1	2	3	4	5
Первый	3,0	1,8	1,3	1,0	0,8
Второй	-	3,6	2,6	2,0	1,6
Третий	-	-	3,9	3,0	2,5
Четвертый	-	-	-	4,0	3,3
Пятый	-	-	-	-	4,1

Примечание. Для второй категории грунта принимаем коэффициент $0,9 \cdot \beta \cdot \eta$, для третьей категории грунта – $0,67 \cdot \beta \cdot \eta$. При наличии в зданиях подвалов, сейсмическую нагрузку в уровне перекрытия над подвалом можно определить, полагая $\beta \cdot \eta = 1$.

4.2. Шкала интенсивности землетрясений MSK-64

12-балльная шкала интенсивности землетрясений Медведева–Шпонхойера–Карника была разработана в 1964 г. и получила широкое распространение в Европе и СССР. С 1996 г. в странах Европейского союза применяется более современная Европейская макросейсмическая шкала (EMS). MSK-64 лежит в основе СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах» и продолжает использоваться в России и странах СНГ. В Казахстане в настоящее время используется СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах».[2, 6]

Оценка интенсивности землетрясений на основании реакции людей, их окружения и природных явлений (по MSK-64)

1 балл. Неощутимое землетрясение

Интенсивность колебаний лежит ниже предела чувствительности людей; сотрясения почвы обнаруживаются и регистрируются только специальными приборами.

2 балла. Едва ощутимое землетрясение

Колебания ощущаются только отдельными людьми, находящимися в покое внутри помещений, особенно на верхних этажах.

3 балла. Слабое землетрясение

Землетрясение ощущается довольно многими людьми, находящимися внутри помещений. Колебания схожи с сотрясением, создаваемым проезжающим легким грузовиком. Внимательные наблюдатели замечают легкое раскачивание висячих предметов, несколько более сильное на верхних этажах.

4 балла. Заметное сотрясение

Землетрясение ощущается внутри зданий довольно многими людьми; под открытым небом (вне помещений) – отдельными. Некоторые спящие люди просыпаются, но никто не пугается. Колебания схожи с сотрясением, создаваемым проезжающим тяжело нагруженным грузовиком. Наблюдается дребезжание окон, дверей, посуды. Скрип полов и стен. Начинается дрожание мебели. Висячие предметы слегка раскачиваются. Жидкость в открытых сосудах слегка колеблется. В стоящих на месте автомашинах толчки заметны.

5 баллов. Пробуждение

Землетрясение ощущается большинством людей внутри помещения, под открытым небом (вне помещений) – многими. Большинство спящих людей просыпаются. Отдельные лица выбегают из помещений. Животные беспокоятся. Большинство людей ощущают сотрясение здания в целом. Висячие предметы сильно качаются. Картины сдвигаются с места. В редких случаях останавливаются маятниковые часы. Некоторые неустойчивые предметы опрокидываются или сдвигаются. Незапертые двери и окна распахиваются и снова захлопываются. Из наполненных открытых сосудов в небольших количествах выплескивается жидкость. Ощущаемые колебания схожи с колебаниями, создаваемыми падением тяжелых предметов внутри здания. В некоторых случаях меняется дебит источников воды.

6 баллов. Испуг

Землетрясение ощущается абсолютным большинством людей внутри помещений и большинством под открытым небом (вне помещений). Многие люди, находящиеся в зданиях, пугаются и выбегают на улицу. Отдельные лица теряют равновесие. Домашние животные выбегают из укрытий. В немногих случаях может разбиться посуда и другие стеклянные изделия; падают книги с полок и из шкафов. Возможно движение тяжелой мебели; может быть слышен звон малых колоколов на колокольнях.

В немногих случаях в увлажненных грунтах возможны трещины шириной до 1 см; в горных районах имеются отдельные случаи оползней. Могут наблюдаться изменения дебита источников и уровня воды в колодцах.

7 баллов. Повреждение зданий

Большинство людей испугано, и выбегают из помещений. Многие люди с трудом удерживаются на ногах. Колебания отмечаются лицами, ведущими автомашины. Звонят большие колокола.

На поверхности водоемов образуются волны, вода становится мутной вследствие поднятия ила. Изменяется уровень воды в колодцах и дебит источников. В немногих случаях возникают новые или пропадают существующие источники воды. Имеют место отдельные случаи оползней на песчаных или гравелистых берегах рек.

В отдельных случаях появляются трещины в покрытии дорог и оползни на участках с крутыми склонами, где расположены проезжие части дорог.

Возможны повреждения в стыках трубопроводов и трещины в каменных (кирпичных) оградах.

8 баллов. Сильные повреждения зданий. Испуг и паника

Абсолютное большинство людей испугано (возможны панические реакции). Испытывают беспокойство даже лица, ведущие автомашины.

Кое-где обламываются ветви деревьев. Сдвигается и иногда опрокидывается тяжелая мебель. Повреждается часть стеклянных плафонов висячих светильников, люстр и ламп.

Памятники и статуи сдвигаются. Надгробные камни опрокидываются. Каменные (кирпичные) ограды разрушаются.

Наблюдаются отдельные случаи разрыва в стыках трубопроводов.

Возникают небольшие оползни на крутых откосах выемок и насыпей дорог; трещины в грунтах достигают нескольких сантиметров. Возникают новые водоемы на площадках с высоким уровнем грунтовых вод. Иногда пересохшие колодцы наполняются водой или существующие колодцы иссыкают. В довольно многих случаях изменяется дебит источников и уровень воды в колодцах.

9 баллов. Всеобщие повреждения зданий. Всеобщая паника

Абсолютное большинство людей подвержено панике. Мебель повреждается. Животные мечутся и издают различные звуки.

Памятники и отдельно стоящие колонны опрокидываются. Происходят значительные повреждения берегов искусственных водоемов; разрывы части подземных трубопроводов. В отдельных случаях – искривление железнодорожных рельсов и повреждение проезжих частей дорог.

На равнинах возникают наводнения, часто заметны наносы песка и ила. Трещины в грунтах достигают ширины 10 см, а по склонам и берегам рек – свыше 10 см. Возможно появление большого количества тонких трещин в грунтах. Скалы обваливаются; появляются частые оползни и осыпания грунта в горной местности. На поверхности водоемов наблюдаются большие волны.

10 баллов. Всеобщие разрушения зданий

Происходят опасные повреждения плотин и дамб, серьезные повреждения мостов. Возникают легкие искривления железнодорожных рельсов. Могут появиться разрывы или искривления подземных трубопроводов. Дорожные покрытия и асфальт образуют волнообразную поверхность.

Возникают трещины в грунтах шириной несколько дециметров и в некоторых случаях достигают 1 м. Параллельно руслам водных потоков появляются широкие разрывы. Происходит осыпание рыхлых пород с крутых склонов. Возможны большие оползни на берегах рек и крутых морских побережьях. В прибрежных районах перемещаются песчаные и илистые массы; может наблюдаться выплескивание воды в каналах, озерах, реках и т. д. Возникают новые озера.

11 баллов. Катастрофа

Происходят серьезные повреждения даже сейсмостойких зданий, мостов, плотин и железнодорожных путей; шоссе дороги приходят в негодность; происходит разрушение подземных трубопроводов.

Возникают значительные деформации почвы в виде широких трещин, разрывов и перемещений в вертикальном и горизонтальном направлениях; возможны многочисленные горные обвалы. Определение интенсивности сотрясений (балльности) требует специального исследования.

12 баллов. Изменения рельефа

Происходит сильное повреждение или разрушение практически всех надземных и подземных сооружений.

Радикальные изменения земной поверхности. Наблюдаются значительные трещины в грунтах с обширными вертикальными и горизонтальными перемещениями. Происходят горные обвалы и обвалы берегов рек на больших площадях. Возникают озера, образуются водопады, изменяются русла рек.

Определение интенсивности сотрясений (балльности) требует специального исследования.

Литература к главе 4

1. СНиП КР 02.01.2002–94. Строительство в районах Кыргызской Республики с сейсмичностью более 9 баллов. Бишкек: Госстрой КР, 1994. 37 с.
2. СНиП КР 20-02:2004. Сейсмостойкое строительство: нормы проектирования. Бишкек: ГК П КР по Архитектуре и строительству, 2004. 82 с.
3. СНиП КР 22-01–98. Оценка сейсмостойкости зданий существующей застройки. Бишкек: Мин-во архитектуры и строительства КР, 1998. 27 с.
4. Сейсмостойкое строительство зданий / под ред. И.Л. Корчинского. М.: ВШ, 1971. 320 с.
5. СНиП II-7–81*. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. М.: ЦНС, 2003. 48 с.
6. СП 14.13330.2011. СНиП II-7–81*. Строительство в сейсмических районах. М.: Минрегион РФ, 2011. 92 с.

ГЛАВА 5 ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

5.1. Определение расчетной сейсмической силы на кирпичное здание

Исходные данные:

1. Место строительства _____.
2. Качество грунта строительной площадки _____.
3. Перекрытия здания – сборных железобетонных плит, замоноличенных по продольным и поперечным стенам.
4. Здание разделено деформационными швами на 3 отсека прямоугольной формы (рисунок 5.1).
5. Вес перекрытий и покрытий.

Этаж	Значение веса, кН	Примечание
Вес перекрытий 1-го этажа	$Q_1 = 4800$	
Вес перекрытий 2-го этажа	$Q_2 = 4800$	
Вес перекрытий 3-го этажа	$Q_3 = 4800$	
Вес перекрытий 4-го этажа	$Q_4 = 4800$	
Вес покрытий	$Q_5 = 4400$	

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Рассмотрим расчет среднего отсека. Расчетную схему принимаем в виде консольного стержня с массами, сосредоточенными в уровнях перекрытий (рисунок 5.1, в).

2. Определяем значения коэффициентов K_1, K_2, K_3, K_ψ :

$$K_1 = 1,0; \text{ (по таблице 4.6);}$$

$$K_2 = 0,20; \text{ (по таблице 4.7);}$$

$$K_3 = 1 + 0,06(P - 5) = 1 + 0,06(5 - 4) = 1,06 > 1,0 \text{ (по формуле (4.4));}$$

$$K = 1; \text{ (по таблице 4.8).}$$

3. Для вычисления величины сейсмических сил воспользуемся таблицей 4.9, где даны расчетные значения произведения коэффициентов β_η и A по таблице 4.4, $(\beta \cdot \eta)_1 = 1,0$; $(\beta \cdot \eta)_2 = 2,0$; $(\beta \cdot \eta)_3 = 3,0$; $(\beta \cdot \eta)_4 = 4,0$; (таблица 4.9); $A = 0,20$; (по таблице 4.4).

4. Значения сейсмических сил, приложенных в уровне перекрытия и покрытия, определяются по формуле (4.1):

Для первого этажа на уровне перекрытия:

$$S_{ik} = Q_1 \cdot (A \cdot \beta \cdot \eta)_1 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_\psi = 5400 \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,20 \cdot 1,06 \cdot 1 = 228,96 \text{ кН.}$$

Для второго этажа на уровне перекрытия:

$$S_{ik} = Q_2 \cdot A \cdot (\beta \cdot \eta)_2 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_\psi = 4300 \cdot 0,2 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 0,20 \cdot 1,06 \cdot 1 = 546,96 \text{ кН.}$$

Для третьего этажа на уровне перекрытия:

$$S_{ik} = Q_3 \cdot A \cdot (\beta \cdot \eta)_3 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_\psi = 5400 \cdot 0,2 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0,20 \cdot 1,06 \cdot 1 = 457,92 \text{ кН.}$$

Для четвертого этажа на уровне покрытия:

$$S_{ik} = Q_4 \cdot A \cdot (\beta \cdot \eta)_4 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_{\psi} = 4300 \cdot 0,2 \cdot 4 \cdot 1 \cdot 0,20 \cdot 1,06 \cdot 1 = 729,28 \text{ кН.}$$

$$S_1 = \underline{\hspace{10em}} \text{ кН;}$$

$$S_2 = \underline{\hspace{10em}} \text{ кН;}$$

$$S_3 = \underline{\hspace{10em}} \text{ кН;}$$

$$S_4 = \underline{\hspace{10em}} \text{ кН.}$$

5. Провести сейсмические мероприятия между сборными железобетонными плитами и по контуру перекрытий и покрытия.

6. Определить антисейсмический шов для данного кирпичного здания.

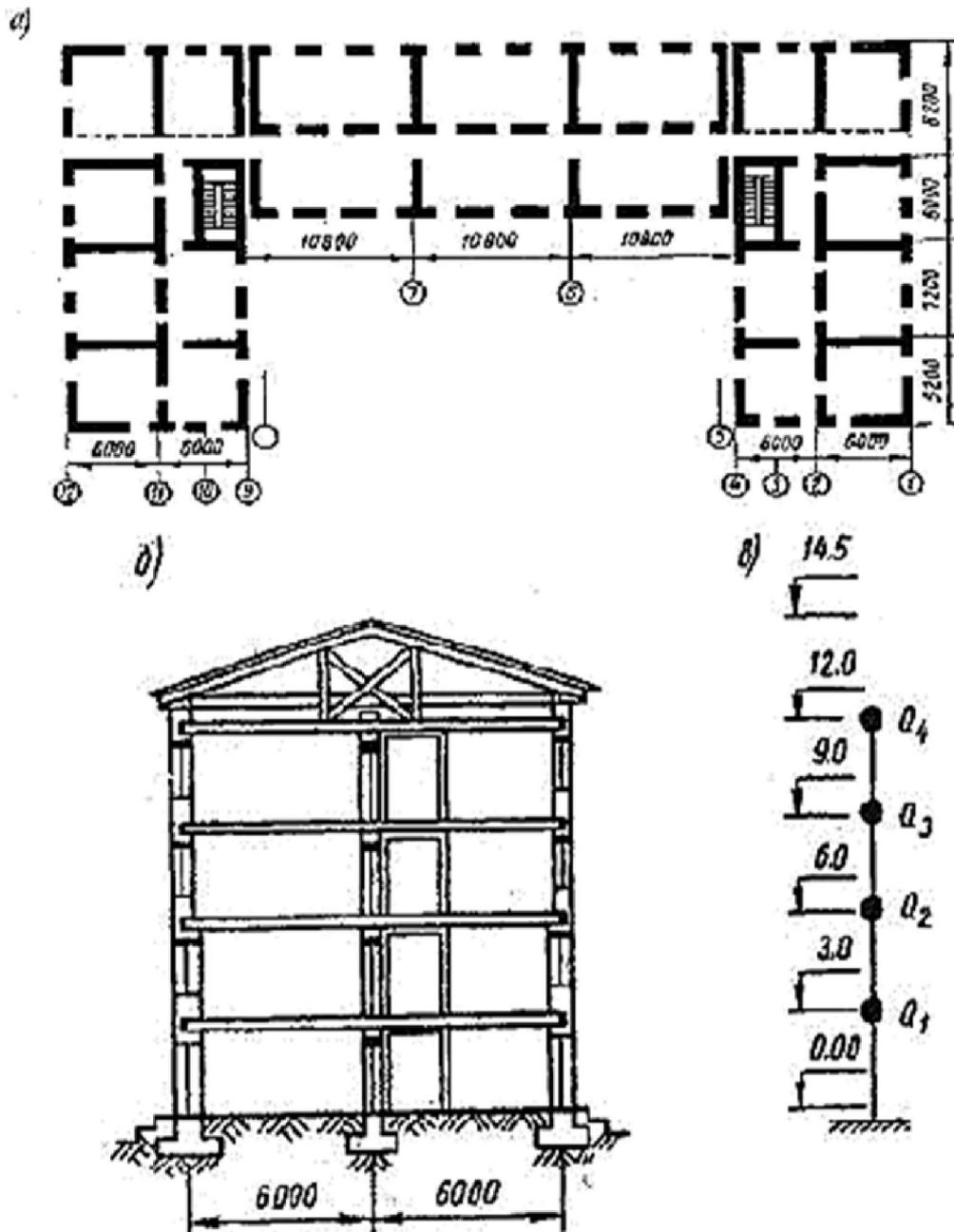


Рисунок 5.1 – Кирпичный жилой дом: а – план типового этажа;
 б – поперечный разрез (перегородки условно не показаны);
 в – расчетная схема

5.2. Определение расчетной сейсмической силы на здание мельницы

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ:

1. Место строительства _____.
2. Качество грунта строительной площадки _____.
3. Несущими конструкциями являются монолитный железобетонный каркас, перекрытия, а также стены силосов и бункеров. Все эти элементы выполнены из бетона класса В... . Ограждающими конструкциями являются кирпичные стены, расположенные в плоскости каркаса.
4. Вес перекрытий и покрытий:

Наименований этажей	Значение веса, кН	Примечание
Вес перекрытий 1-го этажа	$Q_1 =$	
Вес перекрытий 2-го этажа	$Q_2 =$	
Вес перекрытий 3-го этажа	$Q_3 =$	
Вес перекрытий 4-го этажа	$Q_4 =$	
Вес покрытий	$Q_5 =$	

5. Высота этажа h_i принимаем согласно рисунку 5.2.

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Как видно из планов и разрезов, здание имеет достаточно сложную конструктивную схему. Благодаря кирпичному заполнению каркаса, общая жесткость здания достаточно велика и период собственных колебаний, очевидно, не превышает 0,3 сек, а форма колебаний будет близка к прямолинейной. Для сложных и жестких сооружений действующие нормы проектирования допускают не определять точное значение периода и формы собственных колебаний, а принимать коэффициент динамичности $\beta = 2,5$ и прямолинейное распределение деформаций по высоте сооружения (см. рисунок 4.2).

2. Вес масс, сосредоточенных в уровне перекрытий здания, имеет следующие значения и расстояние до каждой массы:

$$\begin{aligned} Q_1 &= 6800 \text{ кН}; & h_1 &= 4,50 \text{ м}, \\ Q_2 &= 4400 \text{ кН}; & h_2 &= 8,00 \text{ м}, \\ Q_3 &= 4400 \text{ кН}; & h_3 &= 11,5 \text{ м}, \\ Q_4 &= 2800 \text{ кН}; & h_4 &= 15 \text{ м}, \\ Q_5 &= 1200 \text{ кН}. & H_5 &= 17,5 \text{ м}. \end{aligned}$$

3. Определяем коэффициенты формы колебаний, вычисляем суммы:

$$\sum_{j=1}^5 Q_j h_j = 6800 \cdot 4,5 + 4400 \cdot 8 + 4400 \cdot 11,5 + 2800 \cdot 15 + 1200 \cdot 17,5 = 1179400 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\sum Q_i \cdot h_i = \underline{\hspace{15em}}$$

$$\sum_{j=1}^5 Q_j h_j^2 = 6800 \cdot 4,5^2 + 4400 \cdot 8^2 + 4400 \cdot 11,5^2 + 2800 \cdot 15^2 + 1200 \cdot 17,5^2 = 1998700 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\sum Q_i \cdot h_i^2 = \underline{\hspace{15em}}$$

Значения коэффициентов η_k определяем из выражения

$$\eta_1 = h_1 \frac{\sum Q_i \cdot h_i}{\sum Q_i \cdot h_i^2} = 4,5 \cdot \frac{1179400}{1998700} = 0,4039;$$

$$\eta_2 = 8 \cdot 0,089 = 0,7181;$$

$$\eta_3 = 15 \cdot 0,089 = 1,0235;$$

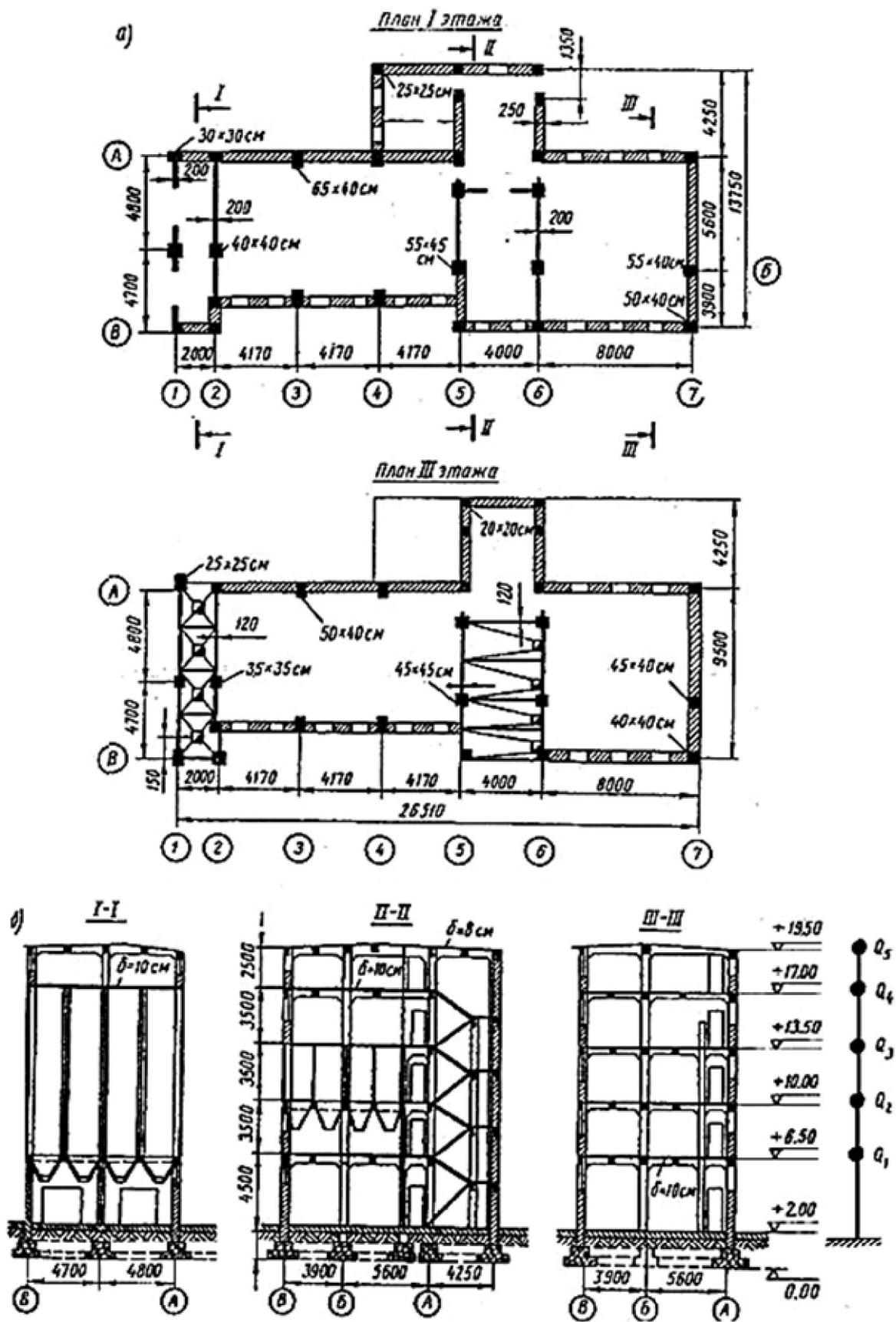


Рисунок 5.2 – Здание мельницы: а – планы; б – разрезы и расчетная схема

$$\eta_4 = 11,5 \cdot 0,089 = 1,335;$$

$$\eta_5 = 17,5 \cdot 0,089 = 1,4875.$$

4. Определяем расчетные значения сейсмических сил.

Для первого этажа на уровне перекрытия:

$$S_1 = Q_1 \cdot A \cdot \beta \eta_1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_\psi = 6800 \cdot 0,40 \cdot 2,5 \cdot 0,4039 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 1 \cdot 1,3 = 892,29 \text{ кН.}$$

Для второго этажа на уровне перекрытия:

$$S_2 = Q_2 \cdot A \cdot \beta \eta_2 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_\psi = 4400 \cdot 0,40 \cdot 2,5 \cdot 0,7181 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 1 \cdot 1,3 = 1026,88 \text{ кН.}$$

Для третьего этажа на уровне перекрытия:

$$S_3 = Q_3 \cdot A \cdot \beta \eta_3 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_\psi = 4400 \cdot 0,40 \cdot 2,5 \cdot 1,0235 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 1 \cdot 1,3 = 1463,61 \text{ кН.}$$

Для четвертого этажа на уровне перекрытия:

$$S_4 = Q_4 \cdot A \cdot \beta \eta_4 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_\psi = 2800 \cdot 0,40 \cdot 2,5 \cdot 1,335 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 1 \cdot 1,3 = 1214,85 \text{ кН.}$$

Для пятого этажа на уровне перекрытия:

$$S_5 = Q_5 \cdot A \cdot \beta \eta_5 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_\psi = 1200 \cdot 0,40 \cdot 2,5 \cdot 1,4875 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 1 \cdot 1,3 = 580,15 \text{ кН.}$$

$$S_1 = \underline{\hspace{15em}} \text{ кН;}$$

$$S_2 = \underline{\hspace{15em}} \text{ кН;}$$

$$S_3 = \underline{\hspace{15em}} \text{ кН;}$$

$$S_4 = \underline{\hspace{15em}} \text{ кН;}$$

$$S_5 = \underline{\hspace{15em}} \text{ кН.}$$

5.3. Определение расчетной сейсмической силы на водонапорную железобетонную башню

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

1. Место строительства п.г.т. Токтогул.
2. Качество грунта строительной площадки: крупнообломочные грунты.
3. Категория грунта по сейсмическим свойствам – 1.
4. Вес бака с водой и утепляющей конструкцией $Q_1 = \dots$ кН.
5. Вес ствола башни $Q_2 = \dots$ кН.
6. Бетон класса В... .
7. Модуль упругости бетона $E_B = \dots$ МПа.
8. Высота ствола водонапорной башни $H = 34$ м.

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Расчетную схему сооружения принимаем в виде консольного стержня с одной сосредоточенной массой, которая расположена на уровне центра бака с водой (рисунок 5.3). В сосредоточенную массу следует включить некоторую часть массы ствола, величину которой можно определить, воспользовавшись свойством динамической эквивалентности.

2. Приведенная масса определяется по формуле:

$$m_{np} = m \frac{\int_0^H X^2(x) dx}{X_H^2}.$$

3. Форму деформаций ствола башни можно приближенно выразить уравнением оси консольного стержня, работающего на изгиб:

$$X(x) = X_H \left(1 - \cos \frac{\pi}{2H} x \right),$$

где X – прогиб на конце консоли.

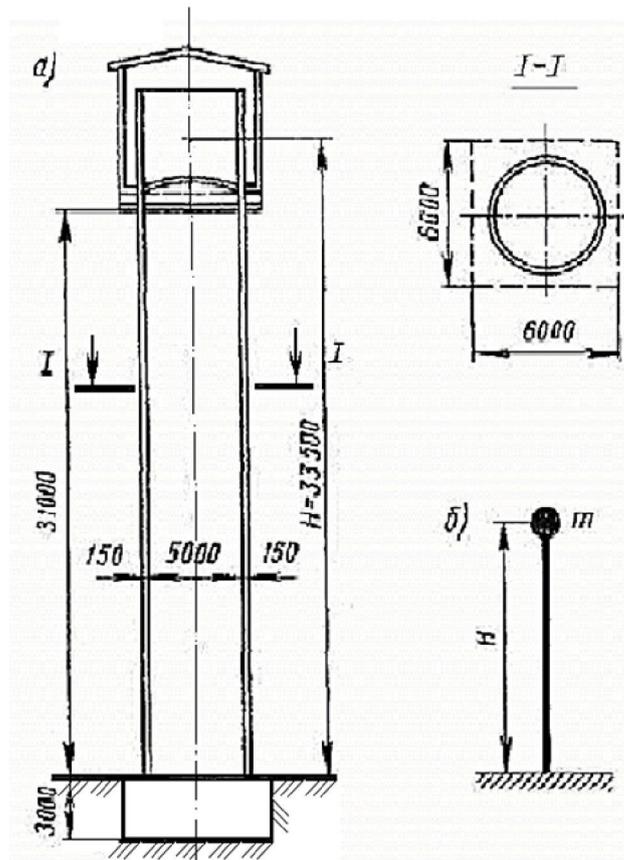


Рисунок 5.3 – Водонапорная башня:
а – конструктивная схема; б – расчетная схема

4. Масса погонного метра ствола башни:

$$m = \frac{Q_2}{g} = \frac{58}{9,81} = 5,91 \text{ kHcHc}^2 / \text{м.}$$

5. Величина приведенной массы системы:

$$m_{np} = m \frac{X_H^2 \int_0^H \left(1 - \cos \frac{\pi}{2H} x\right)^2 dx}{X_H^2} = m \int_0^H \left(1 - 2\cos \frac{\pi}{2H} x + \cos^2 \frac{\pi}{2H} x\right) dx =$$

$$= m \cdot 0,23H = 5,91 \cdot 0,23 \cdot 34 = 46,22 \text{ kHcHc}^2 / \text{м.}$$

6. Величина приведенной расчетной сосредоточенной массы системы:

$$m_1 = \frac{1800}{9,81} + 46,22 = 229,71 \text{ kHсек}^2 / \text{м.}$$

7. Период свободных колебаний системы с одной степенью свободы определяется по следующей формуле:

$$T = 2\pi \sqrt{m\delta_2} = 2 \cdot 3,14 \sqrt{2,2971 \cdot 0,0058} = 0,725 \text{ сек.}$$

8. Определяем перемещение башни от единичной силы, приложенной в уровне сосредоточенной массы m_r

Перемещение верха ствола:

$$\delta = \frac{H^3}{3E_\delta I} = \frac{3400^3}{3 \cdot 30 \cdot 10^3 (100) \cdot 803154345} = 0,0054 \frac{см}{кН},$$

где I – момент инерции кольцевого сечения, определяется по формуле:

$$I = \frac{\pi D^3 h}{8} = 0,392 \cdot 5,15^3 \cdot 0,15 = 803154345 \text{ см}^4;$$

E_δ – модуль упругости бетона В25 $E_\delta = 3,15 \cdot 10^3$ МПа.

9. Приведенная масса системы принята сосредоточенной посередине жесткого бака, перемещение в этой точке приближенно можно найти из соотношения:

$$\frac{0,0054}{34} = \frac{\delta}{36,5}; \text{ откуда } \delta = \frac{0,0054 \cdot 36,5}{34} = 0,005797 \frac{см}{кН}$$

Значение высоты бака равно $H_0 = H + \frac{1}{2} H_1 = 34 + 2,5 = 36,5$ м.

10. Вычисляем коэффициент динамичности по таблице 4.5.

$$\beta = \frac{1,2}{T} = \frac{1,2}{0,725} = 1655.$$

11. Определяем расчетную сейсмическую силу, действующую на водонапорную башню (одномассовая модель), по формуле (4.1).

$$S_{ik} = Q_k \cdot A \cdot \beta_i \cdot \eta_{ik} \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_\psi = 2253,46 \cdot 0,20 \cdot 1,655 \cdot 1,0 \cdot 0,20 \cdot 1,24 \cdot 1,3 = 240,48 \text{ кН},$$

где $Q = mg = 229,71 \cdot 9,81 = 2253,46$ кН;

$$K_3 = 1 + 0,06(5 - P) = 1,24 > 1,0,$$

$$K_1 = 1,$$

$$K_2 = 0,20,$$

$$K_3 = 1,24,$$

$$K_\psi = 1,30,$$

$$A = 0,20 \text{ (8 баллов)},$$

$$\eta = 1,0,$$

$$\beta = 1,655.$$

5.4. Определение расчетной сейсмической силы на одноэтажное трехпролетное промышленное здание без кранового оборудования

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

1. Место строительства _____.
2. Качество грунта строительной площадки _____.
3. Размер в плане 54×60 м.
4. Несущие конструкции цеха решены в виде сборных железобетонных колонн сечением 40×60 см, на которые шарнирно опираются двухскатные железобетонные балки.
5. Покрытие выполнено из сборных плит ПНС с последующим замоноличиванием швов.
6. Ограждающие конструкции цеха решены в виде навесных керамзитобетонных панелей толщиной 20 см.
7. Вес конструкции покрытия $Q = \dots$ кН.
8. Высота цеха от обреза фундамента до низа стропильной балки $H = \dots$ м.
9. Класс бетона В....
10. Упруги модуль деформации бетона $E_b = \dots$ МПа

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Выбор расчетной модели поперечной рамы.

Расчетную модель принимаем в виде системы с одной системой свободы (рисунок 5.4, а).
Вес массы сосредоточенного верха колонн.

2. Вычисляем жесткость конструкций рамы.

Так как стропильные конструкции опираются на колонну шарнирно, то при вычислении перемещений от единичной силы колонну можно рассматривать как консоль. Тогда

$$\delta_k = \frac{H^3}{3E_B I} = \frac{(1200)^3}{3 \cdot 3,25} \cdot \left(\frac{40 \cdot 60^3}{12} \right) = 127,61 \frac{см}{кН};$$

соответствующая жесткость

$$K_k = \frac{1}{127,61} = 0,00784 \frac{кН}{см}.$$

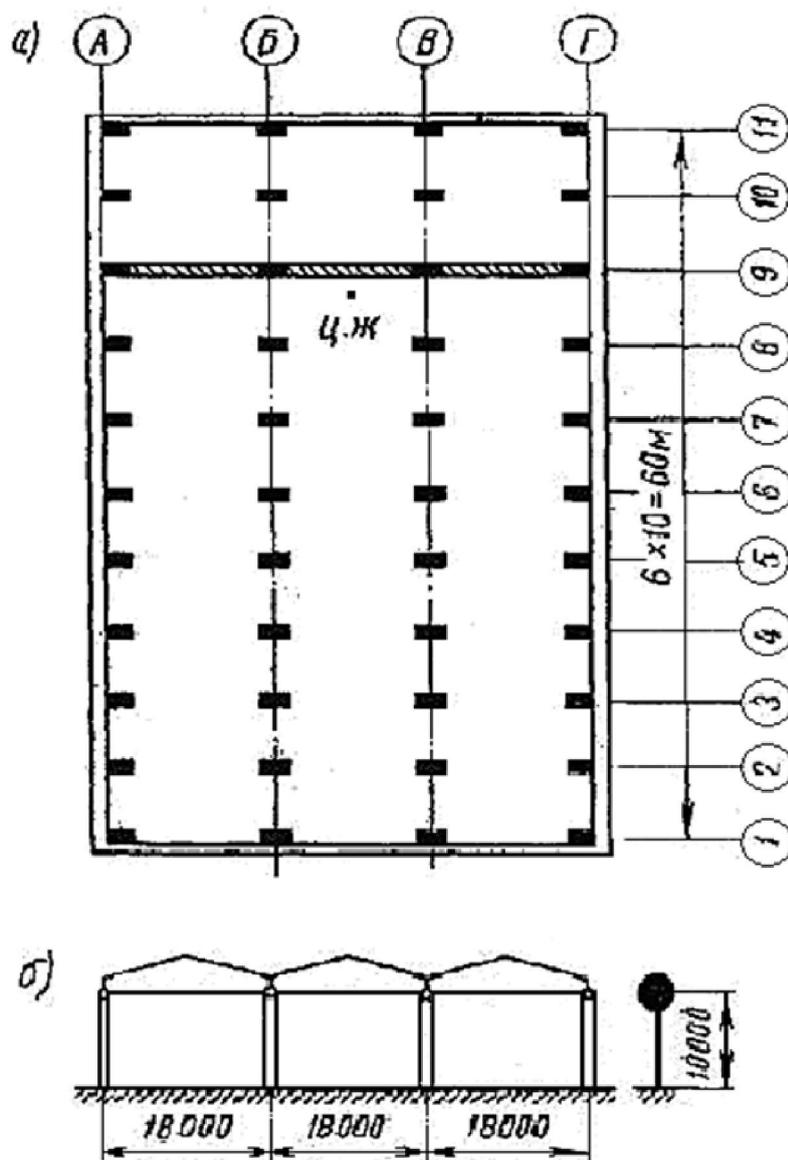


Рисунок 5.4 – Каркасный одноэтажный цех: а – план;
б – поперечный разрез и расчетная схема

Поскольку поперечная рама состоит из 4 одинаковых колонн, общая жесткость рамы

$$K_p = K_k \cdot 4 \cdot 0,00784 \cdot 10^3 = 0,0313 \text{ кН/см}$$

Жесткость глухой поперечной стены по оси 9 определяется по формуле

$$K_c = E_0 d \mu,$$

где d – толщина стены 0,38 м; E_0 – модуль упругости кладки $3,15 \cdot 10^3$ МПа; μ – коэффициент жесткости, зависящий от отношения высоты стены к ее длине.

При $h_c / I_c = 10 / 54 \mu = 0,85$,

$$K_c = 3,15 \cdot 10^3 \cdot 0,38 \cdot 0,85 = 0,775 \cdot 10^5 \text{ Н/м}$$

Общая жесткость цеха в рассматриваемом направлении равна сумме жесткостей поперечных рам и стены:

$$K_{\text{общ}} = 3,45 + 77,52 = 80,97.$$

Таким образом, жесткость цеха в поперечном направлении почти полностью определяется жесткостью стены.

3. Вычисляем период собственных колебаний:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Q_1}{gk_{\text{общ}}}} = 2 \cdot 3,14 \sqrt{\frac{12,350}{9,81 \cdot 77,52}} = 0,253 \text{ сек.}$$

4. Определяем коэффициент динамичности для второй категории грунта по сейсмическим свойствам (таблица 4.5):

$$T = 0,253 < 0,72 \text{ с.}$$

Принимаем $\beta = 2,5$.

5. Определяем сейсмическую силу на поперечную раму одноэтажного промышленного здания по формуле (4.1):

$$S_1 = Q\alpha\beta\eta K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_\psi = 12350 \cdot 0,4 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 1,24 \cdot 1 = 3829 \text{ кН}$$

$$S_1 = \frac{3829 \cdot 77,52}{80,97} = 3665,85 \text{ кН}$$

6. Распределение сейсмической нагрузки между отдельными конструкциями производим пропорционально их жесткости. Сейсмическая нагрузка на стену:

$$S_c = \frac{S_1 K_c}{K_{\text{общ}}} = \frac{3829 \cdot 77,52}{80,97} = 3665,85 \text{ кН}$$

7. Вычисляем сейсмическую силу на одну раму:

$$S_p = \frac{3829 \cdot 3,45}{11 \cdot 80,97} = 14,83 \text{ кН}$$

Благодаря наличию только одной поперечной стены здание цеха несимметрично по распределению жесткостей конструкций; массу цеха можно считать равномерно распределенной по его длине, так как вес стены составляет всего около 10 % от общего веса конструкций цеха. Следовательно, центр масс и центр жесткостей цеха в данном случае не совпадают, вследствие чего при сейсмическом воздействии цех будет совершать не только поступательное, но и вращательное движение. Это вызовет дополнительные усилия в конструкциях.

8. Определяем местоположение центра жесткостей одноэтажного промышленного здания, приняв за начало отсчета ось 11. Расстояние от оси 11 до центра жесткостей определяется по формуле

$$X_{жс} = \frac{\sum_1^n k_s x_s}{\sum_1^n k_s},$$

где k_s – жесткость каждой вертикальной конструкции;

X_s – расстояние от начала отсчета до соответствующей конструкции.

$$X_{жс} = \frac{0,229 \cdot 10^3 (6+12+18+24+30+36+42+48+54+60) + 77,5 \cdot 10^3 \cdot 12}{(11 \cdot 0,229 + 77,5) \cdot 10^3} = 12,6 \text{ м.}$$

Считая, что центр масс расположен на расстоянии 30 м от оси 11, найдем эксцентриситет:
 $e = 30 - 12,6 = 17,4 \text{ м.}$

Определяем величину крутящего момента, возникающего при сейсмическом воздействии:

$$M_{кр} = 38,29 \cdot 17,4 = 66625 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Для определения дополнительного силового воздействия на конструкцию вычислим угловую жесткость сооружения, равную сумме произведения жесткости отдельных конструкций на квадрат их расстояния до центра общей жесткости:

$$k_\varphi = \sum_1^n (k_{sx} X_{0s}^2 + k_{sy} Y_{0s}^2).$$

Жесткость рам и стены в поперечном направлении получена выше, теперь же определим их жесткость в продольном направлении. Навесные панели благодаря гибкому креплению на жесткость здания влияния не оказывают. Жесткость стены из своей плоскости, считая, что она защемлена в фундаменте, составит:

$$k_c^{np} = \frac{1}{\delta} = \frac{3EI}{H^3} = \frac{3 \cdot 3,15 \cdot 10^5 \cdot \frac{54 \cdot 0,38^3}{12}}{10^3} = 0,178 \cdot 10^5 \text{ Н / м.}$$

Аналогично жесткость крайних и средних колонн в продольном направлении при шарнирном опирании связевых ригелей составит:

$$K_k^{np} = k_{k.c}^{np} = \frac{22 \cdot 3 \cdot 2,65 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,6 \cdot 0,4^3}{12}}{10^3} = 0,560 \cdot 10^5 \text{ Н / м;}$$

$$k_\varphi = 0,229 \cdot 10^3 (12,6^2 + 6,6^2 + 0,6^2 + 5,4^2 + 11,4^2 + 17,4^2 + 23,4^2 + 29,4^2 + 35,4^2 + 41,4^2 + 47,4^2) + 77,5 \cdot 10^3 \cdot 0,6^2 + 0,178 \cdot 10^3 \cdot 27^2 + 0,560 \cdot 10^3 (27^2 + 9^2) = (1675 + 29 + 130 + 465) \cdot 10^3 = 2,229 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{м.}$$

Как видно из вычислений, угловая жесткость данного цеха определяется, в основном, жесткостью колонн каркаса.

Определяем дополнительную силу, действующую на поперечные конструкции вследствие поворота цеха, она определяется по формуле

$$\Delta S = \frac{M_{кр} a_s k_s}{k_\varphi},$$

где a_s – расстояние от центра жесткостей до рассматриваемой конструкции, имеющей жесткость k_s .

Для наиболее удаленной поперечной рамы:

$$\Delta S = \frac{7720 \cdot 47,4 \cdot 0,229 \cdot 10^3}{2,299 \cdot 10^6} = 364 \text{ кН}.$$

Для ближайшей к центру жесткости рамы по оси 9:

$$\Delta S = \frac{7720 \cdot 0,6 \cdot 0,229 \cdot 10^3}{2,299 \cdot 10^6} = 4,6 \text{ кН}.$$

Определяем общую нагрузку с учетом продольных и крутильных колебаний для наиболее удаленной от центра жесткости поперечной рамы она составляет:

$$S_{\text{общ}} = 12,7 + 364 = 376,7 \text{ кН}.$$

Для ближайшей к центру жесткости рамы:

$$S_{\text{общ}} = 12,7 + 4,6 = 17,3 \text{ кН}.$$

Аналогично определяется сейсмическая нагрузка, действующая на промежуточную раму.

Как видно из полученных результатов, усилия в удаленной от центра жесткости рамы значительно возрастают вследствие поворота здания. Уменьшение дополнительных усилий может быть достигнуто при повышении общей угловой жесткости и уменьшении эксцентриситета.

5.5. Определение расчетной сейсмической силы на одноэтажное промышленное здание с крановым оборудованием

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

1. Место строительства _____.
2. Качество грунта строительной площадки _____.
3. Несущие конструкции здания выполнены из типовых сборных железобетонных элементов.
4. Класс бетона В... .
5. Шаг поперечных рам 6,0 м.
6. Ограждающие конструкции выполнены из навесных керамзитобетонных панелей толщиной 30 см.
7. Здание оборудовано мостовыми кранами грузоподъемностью 150 кН.
8. Вес ствола башни 56 кН – 1 м высоты.
9. Подсчет нагрузок дает следующие значения:

Наименование нагрузок	Значение веса, кН	Примечание
Собственный вес кранов, подкрановой балки, нижней части колонны, часть веса стеновых панелей	$Q_1 =$	
Конструкции покрытий, надкрановой ветви колон, часть веса стеновых панелей и временные нагрузки	$Q_2 =$	

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Выбор расчетной модели для поперечной рамы одноэтажного промышленного здания.

Поскольку все поперечные рамы одинаковые, производим расчет одного поперечника. Всю массу, приходящуюся на поперечник, принимаем сосредоточенной в двух уровнях – в уровне покрытия и в уровне подкрановых консолей. В массу нижней части колонны включаем собственный вес кранов, подкрановых балок, нижней части колон и часть веса стеновых панелей. В массу верхней части колонны включаем массу временной нагрузки, конструкции покрытия, надкрановые ветви колон и часть веса стеновых панелей.

2. Определение массы m_1 и m_2 :

$$m_1 = \frac{Q_1}{g} = \frac{950kH}{9,81} = 9,68 \cdot 10^6 H,$$

$$m_2 = \frac{Q_2}{g} = \frac{550kH}{9,81} = 15,5 \cdot 10^6 H.$$

3. Вычислим жесткость поперечного сечения, колонны:

• подкрановые ветви колонны:

$$E_B I_1 = 32,5 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{0,4 \cdot 0,6^3}{12} \right) = 2,34 \cdot 10^8 H \cdot m^2,$$

$$J_2 = 32,5 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{0,4 \cdot 0,8^3}{12} \right) = 5,567 \cdot 10^8 H \cdot m^2;$$

• надкрановые ветви колонны:

$$EI_2 = 3,15 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,4 \cdot 0,6^3}{12} = 2,27 \cdot 10^4 T \cdot m^2.$$

4. Рассчитываем единичные перемещения рамы:

$$\delta_{11} = \frac{6^3}{3 \cdot 3 \cdot 5,67 \cdot 10^8} = 4,31 \cdot 10^{-8} m;$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{11} \left[1 + 1,5 \left(\frac{h_2}{h_1} \right) \right] = 4,31 \cdot 10^{-8} \left[1 + 1,5 \left(\frac{3}{6} \right) \right] = 7,54 \cdot 10^{-8} m;$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{\sum E_B I_1} \left(\frac{\sum E_B I_1 \cdot \frac{h_2^3}{3} + h_1^3}{\sum E_B I_2} + h_1^2 h_2 + h_1 h_2^2 \right) = \frac{1}{3 \cdot 5,67 \cdot 10^8} \left(\frac{5,67 \cdot 10^8 \cdot \frac{3^2}{3} + \frac{6^2}{3} + 6^2 \cdot 3 + 6 \cdot 3^2}{2,34} \right) = 11,7 \cdot 10^{-8} m.$$

5. Определяем частоты собственных колебаний рамы:

$$A = m_1 \delta_{11} + m_2 \delta_{22} = (9,68 \cdot 4,31 + 15,8 \cdot 11,7) \cdot 10^{-4} = 2,258 \cdot 10^{-2} \text{сек}^2;$$

$$2B = 2m_1 \cdot m_2 (\delta_{11} \cdot \delta_{22} - \delta_{12}^2) = 2 \cdot 9,68 \cdot 15,8 (4,31 \cdot 11,7 - 7,54^2) \cdot 10^{-8} = 19,6472$$

$$p_{1,2}^2 = \frac{A \pm \sqrt{A^2 - 4B}}{2B} = \frac{2,258 \cdot 10^{-2} \pm \sqrt{2,258^2 \cdot 10^{-4} - 2 \cdot 0,1965}}{0,1964 \cdot 10^{-4}} = \frac{2,258 \cdot 10^{-2} \pm 2,169 \cdot 10^{-2}}{0,1964 \cdot 10^{-4}} \text{сек}^{-2};$$

$$p_1^2 = \frac{(2,258 - 2,169) \cdot 10^{-2}}{0,1964 \cdot 10^{-4}} = 45,32; \quad p_1 = 6,7 (1/\text{сек});$$

$$p_2^2 = \frac{(2,258 + 2,169) \cdot 10^{-2}}{0,1964 \cdot 10^{-4}} = 2254; \quad p_2 = 47,5 \left(\frac{1}{\text{сек}} \right).$$

6. Вычисляем периоды колебаний масс m_1 и m_2 :

$$T_1 = \frac{2\pi}{p_1} = \frac{2 \cdot 3,14}{6,7} = 0,937 \text{ сек};$$

$$T_2 = \frac{6,28}{47,5} = 0,1322 \text{ сек.}$$

7. Вычисляем формы собственных колебаний, принимая ординату на уровне груза Q_1 равной единице.

первая форма:

$$X_1 = 1,0; X_2 = \frac{\delta_{21} m_1 p_1^2}{1 - \delta_{22} m_2 p_1^2} = \frac{7,54 \cdot 10^{-4} \cdot 9,68 \cdot 45,32}{1 - 11,7 \cdot 10^{-4} \cdot 15,8 \cdot 45,32} = 2,0395;$$

вторая форма:

$$X_1 = 1,0; X_2 = \frac{\delta_{21} m_1 p_2^2}{1 - \delta_{22} m_2 p_2^2} = \frac{7,54 \cdot 10^{-4} \cdot 9,68 \cdot 2254}{1 - 11,7 \cdot 10^{-4} \cdot 15,8 \cdot 2254} = 0,4045.$$

8. Вычисляем коэффициенты первой формы колебаний:

$$\eta_1 = 1 \cdot \frac{1 \cdot 950 + 2,0395 \cdot 1550}{1^2 \cdot 950 + 20395^2 \cdot 1550} = 1 \cdot 0556 \approx 0,556;$$

$$\eta_2 = 2,0395 \cdot 0556 = 1,112.$$

9. Вычисляем коэффициенты второй формы колебаний:

$$\eta_1 = 1 \cdot \frac{1 \cdot 1,950 + 0,4045 \cdot 1550}{1^2 \cdot 1,950 + 0,4045^2 \cdot 1550} = 0,438.$$

$$\eta_2 = -0,4045 \cdot 0,4045 \cdot 0,268 = -438.$$

10. Проверяем точность вычислений:

$$\sum \eta_1 = 0,556 + 0,438 \approx 1,00;$$

$$\sum \eta_2 = 1,112 - 0,438 \approx 1,00.$$

11. Вычисляем коэффициенты динамичности по таблице 4.5:

$$\beta_1 = \frac{1,0}{T_1} = \frac{1,0}{1,047} = 0,96;$$

$$\beta_2 = \frac{1}{0,146} = 6,85 > 2,5.$$

12. Принимаем $\beta_2 = 2,5$.

Определяем сейсмические силы, соответствующие первой форме колебаний:

$$S_1 = Q_1 A \cdot \beta_1 \eta \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_\psi = 950 \cdot 0,4 \cdot 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,24 \cdot 1,0 = 1178 \text{ кН};$$

$$S_2 = Q_2 A \cdot \beta_2 \eta \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_\psi = 550 \cdot 0,4 \cdot 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,24 \cdot 1,0 = 682 \text{ кН}.$$

13. Вычисляем сейсмические силы, соответствующие второй форме колебаний:

$$S_1 = Q_1 A \cdot \beta_1 \eta_{21} \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_\psi =$$

$$S_2 = Q_2 A \cdot \beta_2 \eta_{22} \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_\psi =$$

Сейсмические силы распределяются между колоннами пропорционально их жесткости. Так как колонны имеют одинаковое сечение и одинаковую высоту, то на каждую колонну приходится 1/3 общей сейсмической нагрузки. Эпюры изгибающих моментов в колонне, соответствующие 1-й, а 2-й формам колебаний, а также суммарная эпюра моментов, ординаты которой вычислены по формуле (11.42) [5]:

$$M_{\text{общ}} = \sqrt{M_1^2 + M_2^2}.$$

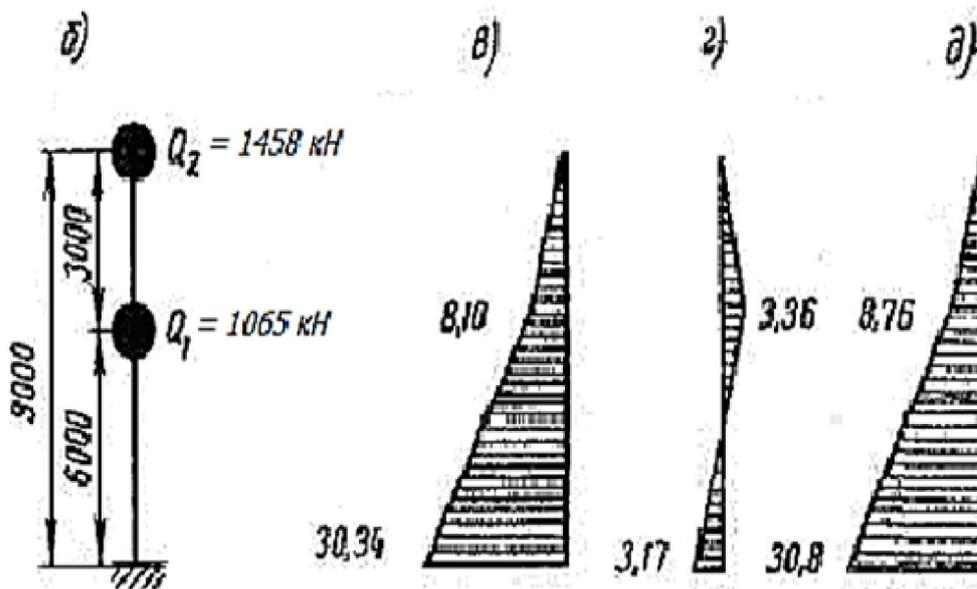
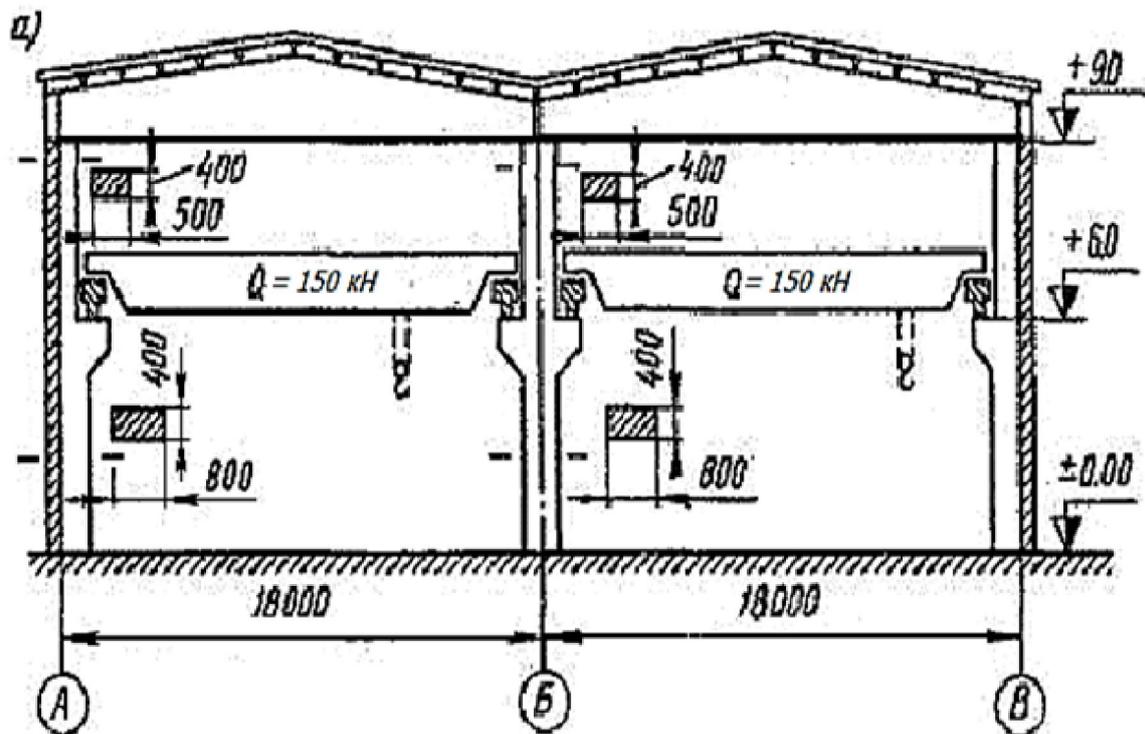


Рисунок 5.5 – Одноэтажное производственное здание: а – поперечный разрез; б – расчетная схема; в – эпюры изгибающих моментов в колонне при первой форме колебаний; г – то же, при второй форме; д – суммарная эпюра изгибающих моментов

5.6. Определение расчетной сейсмической силы на трехэтажное каркасное здание

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

1. Место строительства _____.
2. Качество грунта строительной площадки _____.
3. Каркас здания выполнен из монолитного бетона класса В...
4. Ограждающие конструкции – из навесных керамзитобетонных панелей.
5. Внутренних стен в здании нет.
6. Сечение колон на 1-м этаже принято 40×60 см, на 2-м и 3-м – 40×40 см, сечение ригелей на всех этажах – 40×50 см.
7. Вес перекрытий и покрытий.

Наименований этажей	Значение веса, кН	Примечание
Вес перекрытий 1-го этажа	$Q_1 =$	
Вес перекрытий 2-го этажа	$Q_2 =$	
Вес перекрытий 3-го этажа	$Q_3 =$	
Вес перекрытий 4-го этажа	$Q_4 =$	
Вес покрытий	$Q_5 =$	

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Выбираем расчетную модель. Расчетная схема представляет собой систему с тремя степенями свободы.

2. Вычисляем соответствующие массы перекрытий и покрытий:

$$m_1 = \underline{\hspace{10em}}$$

$$m_2 = \underline{\hspace{10em}}$$

$$m_3 = \underline{\hspace{10em}}$$

3. Воспользуемся упрощенным способом и вычислим суммарные погонные жесткости стоек и ригелей рамы на уровне каждого этажа:

- первый этаж:

$$f_1 = 4 \cdot \frac{EI_{1k}}{h_1} = \frac{4 \cdot 2,65 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,4 \cdot 0,6^3}{12}}{6,0} = 1,28 \cdot 10^4 \text{ Т} \cdot \text{м};$$

$$r_1 = 3 \cdot \frac{EI_{1p}}{I_1} = \frac{3 \cdot 2,65 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,4 \cdot 0,5^3}{12}}{6,0} = 0,55 \cdot 10^4 \text{ Т} \cdot \text{м};$$

- второй и третий этажи:

$$f_2 = f_3 = \frac{4 \cdot 2,65 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12}}{4,0} = 0,56 \cdot 10^4 \text{ Т} \cdot \text{м};$$

$$r_2 = r_3 = r_1 = 0,55 \cdot 10^4 \text{ Т} \cdot \text{м}.$$

4. Вычислим $F_k, R_k, \frac{h_k^2}{4r_k}$:

$$F_1 = \frac{h_1^2}{f_1} = \frac{6,0^2}{1,28 \cdot 10^4} = 2,81 \cdot 10^{-3};$$

$$F_2 = F_1 + \frac{h_2^2}{f_2} = 2,81 \cdot 10^{-3} + \frac{4,0^2}{0,56 \cdot 10^4} = 5,67 \cdot 10^{-3};$$

$$F_3 = F_2 + \frac{h_3^2}{f_3} = 5,67 \cdot 10^{-3} + \frac{4,0^2}{0,56 \cdot 10^4} = 8,53 \cdot 10^{-3};$$

$$\sum F_k = 17,01 \cdot 10^{-3};$$

$$R_1 = \frac{h_1^2}{4r_1 + 0,33f_1} = \frac{6,0^2}{4 \cdot 0,55 \cdot 10^4 + 0,33 \cdot 1,28 \cdot 10^4} = 1,375 \cdot 10^{-3};$$

$$R_2 = \frac{(h_1 + h_2)^2}{4r_1 + 0,33f_1} = \frac{(6,0 + 4,0)^2}{4 \cdot 0,55 \cdot 10^4 + 0,33 \cdot 1,28 \cdot 10^4} = 3,82 \cdot 10^{-3};$$

$$R_3 = R_2 + \frac{(h_2 + h_3)^2}{4r_2} = 3,82 \cdot 10^{-3} + \frac{(4,0 + 4,0)^2}{4 \cdot 0,55 \cdot 10^4} = 6,73 \cdot 10^{-3};$$

$$\sum R_k = 11,925 \cdot 10^{-3};$$

$$\frac{h_1^2}{4r_1} = \frac{6,0^2}{4 \cdot 0,55 \cdot 10^4} = 1,64 \cdot 10^{-3};$$

$$\frac{h_2^2}{4r_2} = \frac{6,0^2}{4 \cdot 0,55 \cdot 10^4} = 1,64 \cdot 10^{-3};$$

$$\frac{h_2^2}{4r_2} = \frac{4,0^2}{4 \cdot 0,55 \cdot 10^4} = 0,73 \cdot 10^{-3};$$

$$\frac{h_3^2}{4r_3} = \frac{h_2^2}{4r_2} = 0,73 \cdot 10^{-3};$$

$$\sum_{k=2}^3 \frac{h_k^2}{4r_k} = 1,46 \cdot 10^{-3}.$$

5. Находим единичные перемещения:

$$\delta_{11} = \frac{1}{12} (F_1 + R_1) = \frac{2,81 \cdot 10^{-3} + 1,375 \cdot 10^{-3}}{12} = 3,48 \cdot 10^{-2} \text{ см};$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{12} \left(F_2 + R_2 \frac{h_2^2}{4r_2} \right) = \frac{(5,67 + 3,82 + 0,73) \cdot 10^{-3}}{12} = 13,35 \cdot 10^{-2} \text{ см};$$

$$\sum_k \delta_{kk} = 25,37 \cdot 10^{-2} \text{ см}.$$

6. Проверяем правильность расчета:

$$\frac{1}{12} \left(\sum_{k=1}^n F_k + \sum_{k=1}^n R_k + \sum_{k=2}^n \frac{h_k^2}{4r_k} \right) = \sum_k \delta_{kk};$$

$$\frac{10^{-3}}{12} (17,01 + 11,925 + 1,46) = 25,32 \cdot 10^{-4} \approx 25,37 \cdot 10^{-2} \text{ см};$$

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \delta_{21} = \delta_{31} = \delta_{11} + \frac{h_1 h_2}{48r_1 + 4f_1} = 3,48 \cdot 10^{-4} + \frac{6,0 \cdot 4,0}{48 \cdot 0,55 \cdot 10^4 + 4 \cdot 1,28 \cdot 10^4} = 4,242 \cdot 10^{-2} \text{ см};$$

$$\delta_{23} = \delta_{32} = \delta_{22} + \frac{h_2 h_3}{48r_2} = 8,54 \cdot 10^{-4} + \frac{4,0 \cdot 4,0}{48 \cdot 0,55 \cdot 10^4} = 9,147 \cdot 10^{-2} \text{ см.}$$

7. Находим коэффициенты уравнения: $\frac{1}{p_i^6} + A \frac{1}{p_i^4} + B \frac{1}{p_i^2} + D = 0$;

$$A = -(m_1 \delta_{11} + m_2 \delta_{22} + m_3 \delta_{33}) = \\ = -(12,55 \cdot 3,48 \cdot 10^{-4} + 12,55 \cdot 8,54 \cdot 10^{-4} + 6,43 \cdot 13,35 \cdot 10^{-4}) = -236,69 \cdot 10^{-4};$$

$$B = m_1 m_2 (\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2) + m_1 m_3 (\delta_{11} \delta_{33} - \delta_{13}^2) + m_2 m_3 (\delta_{22} \delta_{33} - \delta_{23}^2) = \\ = 12,55 \cdot 12,55 (3,48 \cdot 8,54 - 4,24^2) \cdot 10^{-8} + 12,55 \cdot 6,43 (3,48 \cdot 13,35 - 4,24^2) \cdot \\ \cdot 10^{-8} + 12,55 \cdot 6,43 (8,54 \cdot 13,35 - 9,147^2) \cdot 10^{-8} = 0,6596 \cdot 10^{-4};$$

$$D = m_1 m_2 m_3 (\delta_{11} \delta_{23}^2 + \delta_{22} \delta_{13}^2 \delta_{33} \delta_{12}^2 - \delta_{11} \delta_{22} \delta_{33} - 2 \delta_{12} \delta_{13} \delta_{23}) = \\ = 12,55 \cdot 12,55 \cdot 6,43 (3,48 \cdot 9,147^2 + 8,54 \cdot 4,242^2 + 13,35 \cdot 4,242^2 - \\ - 3,48 \cdot 8,54 \cdot 13,35 - 2 \cdot 4,242 \cdot 4,242 \cdot 3,147) \cdot 10^{-12} = -0,000414 \cdot 10^{-4}.$$

При вычисленных значениях коэффициентов частотное уравнение будет иметь следующий вид:

$$\frac{1}{p_i^6} - 236,69 \cdot 10^{-4} \frac{1}{p_i^4} + 0,660 \cdot 10^{-4} \frac{1}{p_i^2} - 0,000414 \cdot 10^{-4} = 0.$$

Умножим все его члены на 10^9 и введем новую переменную

$$z = \frac{10^3}{p_i^2}.$$

Тогда уравнение преобразуется следующим образом:

$$z^3 - 23,669z^2 + 66z - 41,4 = 0.$$

Первый корень этого уравнения может быть найден путем подбора. Для начала задаемся значением $z_1 = 25$, что примерно соответствует частоте $p_1 = 6,28 \text{ } 1/\text{сек}$ ($T = 1,0 \text{ сек}$), лежащей в диапазоне частот первой формы собственных колебаний каркасных зданий. Последующими подстановками уточним значение первого корня уравнения. Окончательное значение $z_1 = 20,55$. Два других корня найдем, воспользовавшись свойством корней кубического уравнения

$$z_2 z_3 = \frac{41,4}{z_1}; \quad z_2 + z_3 = 23,669 - z_1.$$

Решение этой системы уравнений дает следующие значения корней:

$$z_2 = 2,204; \quad z_3 = 0,914.$$

Найдем частоты и периоды собственных колебаний рамы:

$$p_1 = \sqrt{\frac{10^3}{z_1}} = \sqrt{\frac{10^3}{20,55}} = 6,98 \frac{1}{\text{сек}}; \quad T_1 = \frac{2\pi}{p_1} = \frac{6,28}{6,98} = 0,9 \text{ сек};$$

$$p_2 = \sqrt{\frac{10^3}{2,204}} = 21,3 \frac{1}{\text{сек}}; \quad T_2 = \frac{6,28}{21,3} = 0,295 \text{ сек};$$

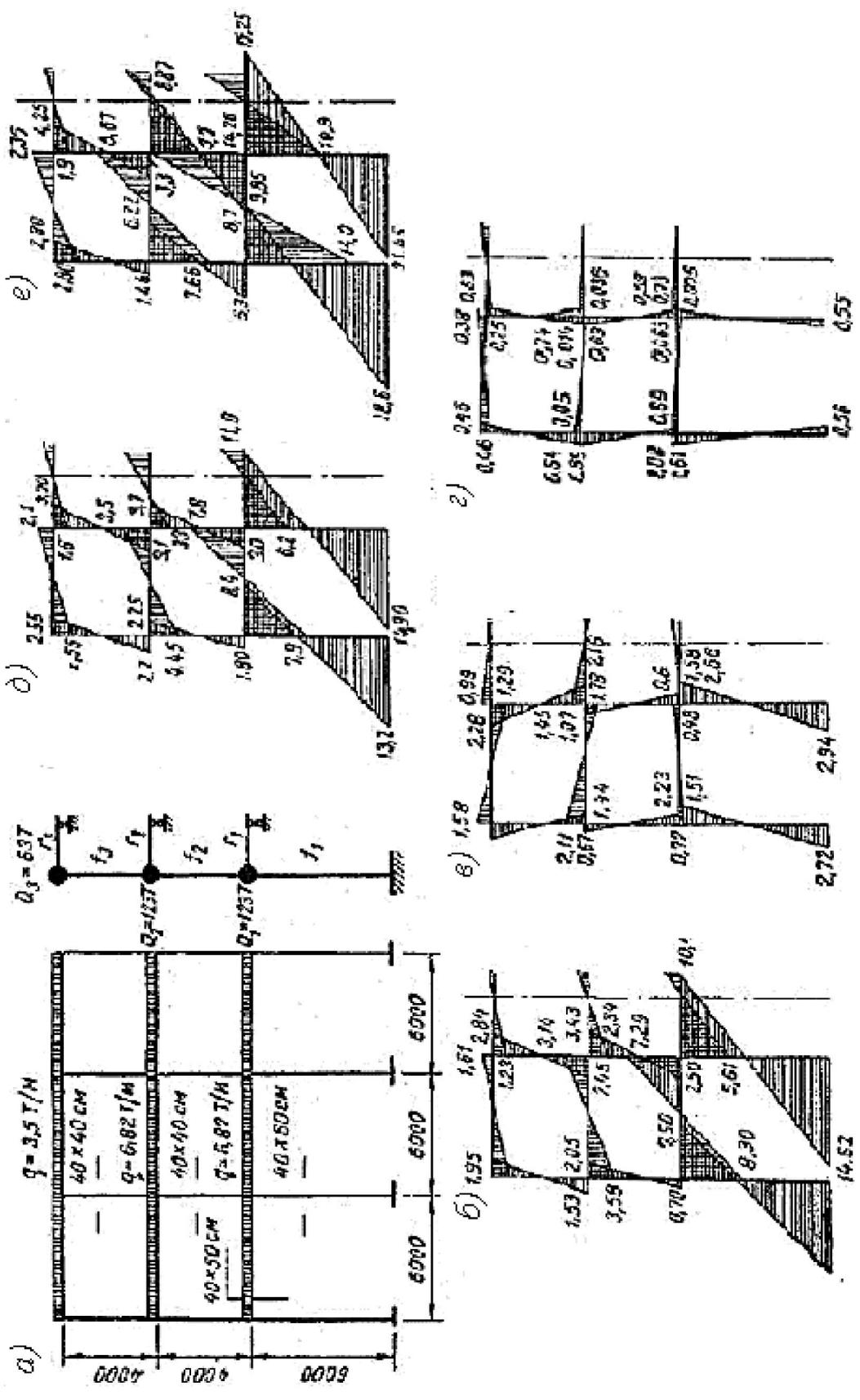


Рисунок 5.6 – Расчетная схема и усилия в несущей раме трехэтажного каркасного здания: а – расчетная схема; б – эпюра изгибающих моментов при первой форме колебаний; в – то же при второй форме; г – то же при третьей форме; д – суммарная эпюра моментов; е – эпюра моментов вычисленная по величине суммы сейсмических нагрузок по трем формам колебаний

$$p_3 = \sqrt{\frac{10^3}{0,914}} = 33,1 \frac{1}{\text{сек}};$$

$$T_3 = \frac{6,23}{33,1} = 0,19 \text{ сек.}$$

9. Формы свободных колебаний определяются из совместного решения уравнений:

$$(\delta_{11}m_1p_i^2 - 1) + \delta_{12}m_2p_i^2 \frac{X_{i2}}{X_{i1}} + \delta_{13}m_3p_i^2 \frac{X_{i3}}{X_{i1}} = 0;$$

$$\delta_{21}m_1p_i^2 + (\delta_{22}m_2p_i^2 - 1) \frac{X_{i2}}{X_{i1}} + \delta_{23}m_3p_i^2 \frac{X_{i3}}{X_{i1}} = 0;$$

$$\delta_{31}m_1p_i^2 + \delta_{32}m_2p_i^2 \frac{X_{i2}}{X_{i1}} + (\delta_{33}m_3p_i^2 - 1) \frac{X_{i3}}{X_{i1}} = 0.$$

Отметим, что в этих уравнениях имеются лишь два, а не три неизвестных, так как нас интересуют не сами значения X , а их отношения. Поэтому, приняв $X_1 = 1,0$ и подставив соответствующие значения единичных перемещений, масс и частот, для первого тона получим следующую систему уравнений:

$$(3,48 \cdot 10^{-4} \cdot 12,55 \cdot 6,98^2 - 1) + 4,242 \cdot 10^{-4} \cdot 12,55 \cdot 6,98^2 X_2 + 4,242 \cdot 10^{-4} \cdot 6,43 \cdot 6,98^2 X_3 = 0;$$

$$4,242 \cdot 10^{-4} \cdot 12,55 \cdot 6,98^2 + (8,54 \cdot 10^{-4} \cdot 12,55 \cdot 6,98^2 - 1) X_2 + 9,147 \cdot 10^{-4} \cdot 6,43 \cdot 6,98^2 X_3 = 0;$$

$$\left. \begin{aligned} -0,787 + 0,259 X_2 + 0,132 X_3 &= 0 \\ 0,259 - 0,478 X_2 + 0,285 X_3 &= 0 \end{aligned} \right\}$$

Решая полученные уравнения совместно, найдем:

для первого тона:

$$X_{12} = 1,885;$$

$$X_{13} = 2,256;$$

для второго тона:

$$\left. \begin{aligned} 0,981 + 2,43 X_2 + 1,225 X_3 &= 0 \\ 2,43 + 3,87 X_2 + 2,65 X_3 &= 0 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} X_{22} &= 0,222; \\ X_{23} &= -1,241; \end{aligned}$$

для третьего тона:

$$\left. \begin{aligned} 3,782 + 5,866 X_2 + 2,957 X_3 &= 0 \\ 5,866 + 10,756 X_2 + 6,397 X_3 &= 0 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} X_{32} &= -1,197; \\ X_{33} &= 1,096. \end{aligned}$$

10. Проверку осуществляем путем подстановки полученных значений в исходные уравнения.

Коэффициенты η I-й формы колебаний:

$$\eta_1 = 1 \cdot \frac{123 \cdot 1,0 + 123 \cdot 1,89 + 63 \cdot 2,26}{123 \cdot 1,0^2 + 123 \cdot 1,89^2 + 63 \cdot 2,26^2} = 0,565;$$

$$\eta_2 = 1,89 \cdot 0,565 = 1,069;$$

$$\eta_3 = 2,26 \cdot 0,565 = 1,269.$$

Коэффициенты η II-й формы колебаний:

$$\eta_1 = 1 \cdot \frac{123 \cdot 1,0 + 123 \cdot 0,222 - 63 \cdot 1,241}{123 \cdot 1,0^2 + 123 \cdot 0,222^2 + 63 \cdot (-1,241)^2} = 0,319;$$

$$\eta_2 = 0,222 \cdot 0,319 = 0,071;$$

$$\eta_3 = -1,241 \cdot 0,319 = -0,396.$$

Коэффициенты η III-й формы колебаний:

$$\eta_1 = 1 \cdot \frac{123 \cdot 1,0 + 123 \cdot 1,197 + 63 \cdot 1,096}{123 \cdot 1,0^2 + 123 \cdot 1,197^2 + 63 \cdot 1,096^2} = 0,119;$$

$$\eta_2 = -1,197 \cdot 0,119 = -0,142;$$

$$\eta_3 = 1,096 \cdot 0,119 = 0,130.$$

11. Проверяем коэффициенты формы колебаний:

$$\sum_i \eta_{i1} = \sum_i \eta_{i2} = \sum_i \eta_{i3} = 1,0;$$

$$0,565 + 0,319 + 0,119 = 1,002 \approx 1,0;$$

$$1,069 + 0,071 - 0,142 = 0,998 \approx 1,0;$$

$$1,269 - 0,396 + 0,130 = 1,003 \approx 1,0.$$

Вычисляем коэффициенты динамичности по таблице 4.5

$$\beta_1 = \frac{1,0}{0,9} = 1,11;$$

$$\beta_2 = \frac{1,0}{0,295} = 3,39 > 2,5.$$

$$\beta_1 = \frac{1,0}{T_1} = \frac{1,0}{0,9} = 1,11;$$

$$\beta_2 = \frac{1,0}{0,295} = 3,39 > 2,5.$$

Принимаем $\beta_2 = 2,5$.

$$\beta_3 = \frac{1,0}{0,19} = 5,26 > 2,5, \text{ также принимаем } \beta_3 = 2,0.$$

13. Вычисляем расчетные сейсмические силы по I-й форме колебаний:

$$S_1 = Q_1 A \cdot \beta_1 \eta_1 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 =$$

$$S_2 = Q_2 A \cdot \beta_2 \eta_2 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 =$$

$$S_3 = Q_3 A \cdot \beta_3 \eta_3 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 =$$

по II-й форме колебаний:

$$S_1 = Q_1 A \cdot \beta \eta \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 =$$

$$S_2 = Q_2 A \cdot \beta \eta \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 =$$

$$S_3 = Q_3 A \cdot \beta \eta \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 =$$

по III-й форме колебаний:

$$S_1 = Q_1 A \cdot \beta_1 \eta_3 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 =$$

$$S_2 = Q_2 A \cdot \beta_2 \eta \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 =$$

$$S_3 = Q_3 A \cdot \beta \eta \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 =$$

Суммарная сейсмическая сила S_1 , S_2 и S_3 . Как видно на рисунке 4.6 эпюры изгибающих моментов, соответствующие трем формам колебаний, и суммарная эпюра, ординаты которой вычислялись по формуле:

$$M = \sqrt{\sum_{i=1}^3 M_i^2}.$$

в практике проектирования иногда суммируют по трем формам колебаний сейсмические силы, а не вызываемые ими в элементах конструкций усилия. Для оценки вносимой при этом погрешности, определим суммарные значения сейсмических сил:

$$S_1 = \sqrt{3,84^2 + 5,88^2 + 2,20^2} = 73,6 \text{ kH};$$

$$S_2 = \sqrt{7,28^2 + 1,31^2 + (-2,62)^2} = 78,5 \text{ kH};$$

$$S_3 = \sqrt{4,44^2 + (-3,74)^2 + 1,23^2} = 59,4 \text{ kH}.$$

$$M = \sqrt{\sum_{i=1}^3 M_i^2}.$$

5.7. Определение расчетной сейсмической силы на железобетонную дымовую трубу

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

1. Место строительства _____;
2. Качество грунта строительной площадки _____;
3. Ствол трубы высотой $H=180$ м выполняется из железобетона.
4. Класс бетона В....
5. Футеровка ствола опирается на консольные железобетонные выступы и выполнена из огнеупорного кирпича. Между бетонными стенками и футеровкой прокладывается слой минераловатных матов, служащих теплоизоляцией; головка трубы высотой 10 м выполнена из кислотоупорного кирпича и армируется вертикальной арматурой.
6. Фундамент представляет собой сплошной железобетонный диск диаметром 28 м.
7. Основание сложено гравелистыми суглинками с коэффициентом упругого равномерного сжатия (рисунок 5.7).

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Дымовая труба является системой с распределенной массой, поэтому точный расчет ее требует рассмотрения системы с бесконечным числом степеней свободы. Но, учитывая, что такой расчет является сложным, особенно при неравномерном распределении массы, которое имеет место в нашем случае, примем расчетную схему трубы в виде системы с сосредоточенными массами. Чем больше число сосредоточенных масс, тем ближе будут полученные результаты к фактическим. Разобьем трубу по высоте на 15 участков и вес каждого примем сосредоточенным в середине его высоты. Результаты расчетов сведем в таблицу 5.1. В гр. 4 приведены длины отдельных участков, а в гр. 5 высоты h_j от уровня основания ствола трубы до точек, где принят сосредоточенным их вес Q_j . Вес участков трубы, подсчитанных с учетом футеровки, приведен в гр. 7.

2. Для определения периода и форм свободных колебаний воспользуемся приближенными формулами, учитывающими деформации изгиба, сдвига и податливости основания [1]:

$$T_i = \frac{2\pi H^2}{\lambda_i r_0} \sqrt{\frac{\gamma}{Eg}};$$

$$X_{ij} = \frac{1}{1+k \frac{h_j}{H}} \left(\sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{h_j}{H} + A_i \sin \frac{3\pi}{2} \cdot \frac{h_j}{H} + B_i \sin \frac{5\pi}{2} \cdot \frac{h_j}{H} \right),$$

где H – высота трубы, измеряемая от верха фундамента;

h_j – высота до рассматриваемой точки;

r_0 – радиус инерции основания;

γ – объемный вес материала трубы;

k – коэффициент, определяемый соотношением

$$k = 0,75 \left(\frac{I_1}{I_0} - 1 \right).$$

3. Определяем коэффициенты λ_p , A_p , B_i для каждого тона колебаний определяются по приведенным в [1] графикам в зависимости от параметров I_1/I_0 ; H/r_0 и $a_0 = 2EI_0/V_z F_\phi H^3$ (где I_p , I_0 – моменты инерции поперечного сечения ствола трубы наверху и в основании; F_ϕ – площадь основания фундамента).

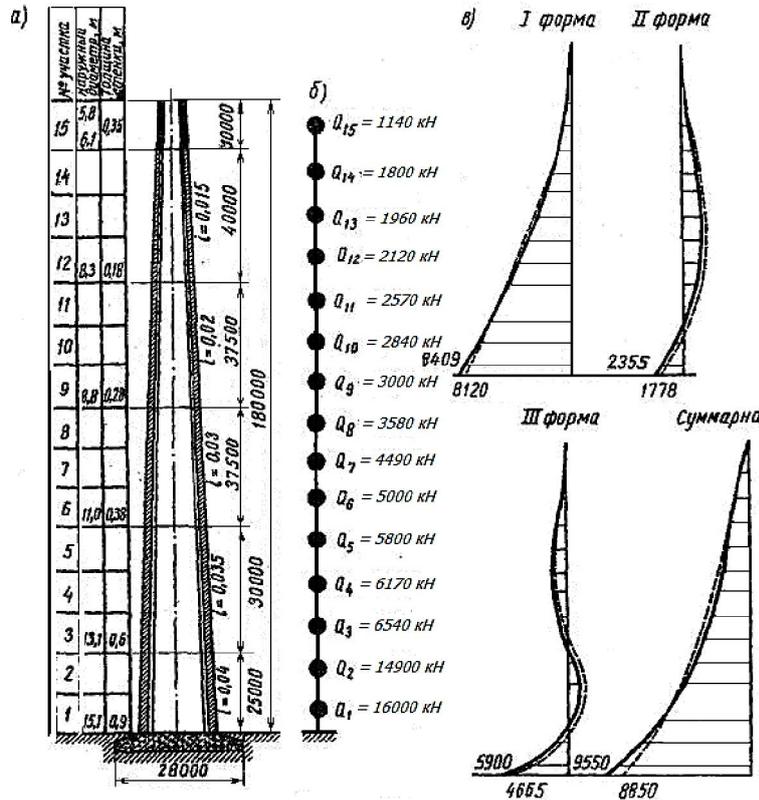


Рисунок 5.7 – Железобетонная дымовая труба: а – разрез; б – расчетная схема; в – эпюры изгибающих моментов

4. Вычислим указанные параметры. Площадь поперечного сечения ствола трубы в основании и соответствующий момент инерции составит:

$$F_0 = \frac{3,14}{4} (15,1^2 - 13,3^2) = 40,1 \text{ м}^2;$$

$$I_0 = \frac{3,14}{64} (15,1^4 - 13,3^4) = 1020 \text{ м}^4.$$

Момент инерции вверху трубы :

$$I_1 = \frac{3,14}{64} (5,8^4 - 5,1^4) = 22,10 \text{ м}^4.$$

Площадь основания фундамента:

$$F_\phi = \frac{3,14 \cdot 28^2}{4} = 615 \text{ м}^2.$$

Таблица 5.1 — Расчет сейсмической силы и изгибающего момента

№ участка	Наружный диаметр, м	Толщина стенки, м	Длина участка, м	Высота от основания до Ц.г. участка м	Относительная высота $\frac{h}{H}$	Все участка $Q_p T$	I форма колебаний				II форма колебаний				III форма колебаний			
							X_{1j}	η_{1j}	Сейсмическая сила S_{1j}, T	Изгибающий момент $M_{p, T, m}$	X_{2j}	η_{2j}	Сейсмическая сила S_{2j}, T	Изгибающий момент $M_{p, T, m}$	X_{3j}	η_{3j}	Сейсмическая сила S_{3j}, T	Изгибающий момент $M_{p, T, m}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
15	5,8	0,35	10	175	0,973	114	4,3	2,15	7,38	0	-22,2	-1,55	-8,63	0	63,5	1,275	14,4	0
14	6,1	0,18	13,33	163,33	0,91	180	3,61	1,805	9,75	36,9	-16,4	-1,15	-10,10	-43,10	39,6	0,792	14,1	72,4
13	6,5	0,18	13,33	150,0	0,835	196	2,89	1,445	8,60	200,0	-8,96	-0,63	-6,06	-225,0	4,78	0,095	18,5	358,0
12	6,9	0,18	13,33	136,67	0,76	212	2,30	1,15	7,32	485,5	-2,53	-0,18	-1,04	-515,0	-23,80	-0,476	-10,0	751,0
11	7,3	0,28	12,5	123,75	0,688	257	1,83	0,915	7,05	877,1	+3,32	0,23	2,88	-8530	-40,05	-0,80	-20,4	1090,0
10	7,8	0,28	12,5	111,25	0,625	284	1,45	0,725	6,19	1334,25	+6,36	0,45	6,14	-1160,0	-44,45	-0,889	-25,0	1212,0
9	8,3	0,28	12,5	98,75	0,549	300	1,08	0,54	4,86	1874,2	+12,08	0,85	12,46	1402,0	-32,00	-0,64	-19,0	1061,0
8	8,8	0,38	12,5	86,25	0,479	398	0,795	0,398	4,76	2481,5	+9,25	0,65	12,62	-1533,0	-9,42	-0,188	-7,4	635,0
7	9,57	0,38	12,5	73,75	0,410	449	0,594	0,297	4,00	3150,6	+8,85	0,62	13,60	-1507,0	+10,90	0,218	9,7	38,4
6	10,3	0,38	12,5	61,25	0,34	500	0,422	0,211	3,17	3874,5	+7,40	0,52	12,70	-1319,0	+29,45	0,589	29,3	-543,0
5	11,0	0,6	10	50,0	0,278	580	0,304	0,152	2,65	464,2	6,03	0,42	11,90	-963,0	39,75	0,795	45,7	-822,0
4	11,7	0,6	10	40,0	0,222	617	0,216	0,108	2,00	5287,2	4,65	0,33	9,95	-765,0	42,60	0,852	52,3	-778,0
3	12,4	0,6	10	30,0	0,167	654	0,148	0,074	1,45	5954,5	3,32	0,23	7,35	-39,6	37,55	0,751	48,8	-182,5
2	13,1	0,9	12,5	18,75	0,104	1490	0,083	0,041	1,83	6639,1	1,96	0,14	0,20	560,0	26,20	0,524	77,4	912,0
1	14,1	0,9	12,5	6,25	0,035	1600	0,027	0,013	0,625	7515,3	0,605	0,042	3,27	1455,0	9,25	0,185	28,4	3470,0
Оснoв	15,1	----	----	----	----	----	----	----	----	8409,3	----	----	----	2355,7	----	----	----	5900,0

Радиус инерции поперечного сечения трубы в основании:

$$r_0 = \sqrt{\frac{I_0}{F_0}} = \sqrt{\frac{1020}{40,1}} = 5,04 \text{ м.}$$

$$\frac{I_1}{I_0} = \frac{22,10}{1020} = 0,0216; \quad \frac{H}{r_0} = \frac{180}{5,04} = 35,8;$$

$$a_0 = \frac{2 \cdot 2,8 \cdot 10^6 \cdot 1020}{6000 \cdot 615 \cdot 180^3} = 0,000266.$$

Графики для определения λ_i , A_i и B_i построены для значений a_0 в пределах от 0 до 0,0001, что равносильно уменьшению податливости грунта, а следовательно, и расчетных периодов собственных колебаний. Это приведет к некоторому завышению сейсмической нагрузки, т. е. расчет будет произведен в запас прочности.

По графикам [1] определим величины коэффициентов λ_i , A_i и B_i для трех первых форм колебаний (таблица 5.2).

5. Объемный вес ствола трубы с учетом футеровки можно определить по формуле

$$\gamma = \gamma_{ст} + \gamma_{фут} \frac{F_{фут}}{F_{ст}} = 2,4 + 1,4 \cdot \frac{5,2}{6,56} = 3,51 \text{ кН / м}^3.$$

Здесь $\gamma_{ст}$ и $\gamma_{фут}$ – объемные веса материала стенок трубы и футеровки;

$F_{ст}$ и $F_{фут}$ – площадь поперечного сечения ствола и футеровки по середине высоты трубы.

$$T_1 = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 180^2}{4,9 \cdot 5,04} \sqrt{\frac{3,51}{2,8 \cdot 10^6 \cdot 9,81}} = \frac{14,4}{4,9} = 2,95 \text{ сек};$$

$$T_2 = \frac{14,4}{18,7} = 0,77 \text{ сек};$$

$$T_3 = \frac{14,4}{35} = 0,412 \text{ сек}.$$

Таблица 5.2 – Определение коэффициента частоты и формы

Форма колебаний	Коэффициент частоты, λ_i	Коэффициент формы	
		A_i	B_i
Первая.....	4,9	-0,197	0,011
Вторая.....	18,7	5,8	-1,5
Третья.....	35	9,5	27

6. Для определения формы свободных колебаний трубы определим значение коэффициента

$$k = 0,75 \left(\frac{I_1}{I_0} - 1 \right);$$

$$k = 0,75(0,0216 - 1) = -0,74.$$

Подставив в формулу перемещений значение k и соответствующие значения A_i и B_i , получим следующие выражения для определения форм свободных колебаний трубы:

первая форма:

$$X_{1,j} = \frac{1}{1 - 0,74 \frac{h_j}{H}} \left(\sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{h_j}{H} - 0,197 \sin \frac{3\pi}{2} \cdot \frac{h_j}{H} + 0,011 \sin \frac{5\pi}{2} \cdot \frac{h_j}{H} \right);$$

вторая форма:

$$X_{2j} = \frac{1}{1 - 0,74 \frac{h_j}{H}} \left(\sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{h_j}{H} + 5,8 \sin \frac{3\pi}{2} \cdot \frac{h_j}{H} - 1,5 \sin \frac{5\pi}{2} \cdot \frac{h_j}{H} \right);$$

третья форма:

$$X_{3j} = \frac{1}{1 - 0,74 \frac{h_j}{H}} \left(\sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{h_j}{H} + 9,5 \sin \frac{3\pi}{2} \cdot \frac{h_j}{H} + 27 \sin \frac{5\pi}{2} \cdot \frac{h_j}{H} \right).$$

Например, для верхней точки при первой форме колебаний:

$$X_{1,15} = \frac{1}{1 - 0,74 \cdot 0,973} \left(\sin \frac{180^\circ}{2} \cdot 0,97 - 0,197 \sin \frac{3 \cdot 180^\circ}{2} \cdot 0,973 + +0,011 \sin \frac{5 \cdot 180^\circ}{2} \cdot 0,973 \right) = \\ = 3,57(0,999 + 0,195 + 0,0107) = 4,3.$$

Результаты вычислений для всех форм колебаний сведены в таблицу 5.1 (графы 8, 12, 16).

7. Зная перемещения, X_{ij} , вычислим коэффициенты для формы колебаний:

для первой формы колебаний отношение сумм:

$$\frac{\sum_i \rho_j X_{1j}}{\sum_i \rho_j X_{1j}^2} = 0,50;$$

для второй формы:

$$\frac{\sum_i \rho_j X_{2j}}{\sum_i \rho_j X_{2j}^2} = 0,07;$$

для третьей формы:

$$\frac{\sum_i \rho_j X_{3j}}{\sum_i \rho_j X_{3j}^2} = 0,02.$$

Значения коэффициентов η_{ij} приведены в графах 9, 13, 17 таблицы 5.1.

8. Для определения сейсмических сил вычислим значения коэффициентов динамичности по таблице 4.5:

для первой формы колебаний принимаем $\beta_1 = 1,5 \cdot 0,8 = 1,2$ (где 1,5 – коэффициент, учитывающий малое затухание);

для второй формы:

$$\beta_2 = 1,5 \cdot \frac{1,0}{0,77} = 1,95;$$

для третьей формы:

$$\beta_3 = 1,5 \cdot \frac{1,0}{0,412} = 3,64.$$

9. Зная коэффициенты динамичности, определим величину сейсмических сил при коэффициенте сейсмичности A . Например, сейсмическая сила в верхней точке трубы по первой форме колебаний

$$S_{1,15} = Q_{15} \cdot A \cdot \beta \cdot \eta \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 = \\ S = \underline{\hspace{10cm}}$$

В графах 10, 14, 18 помещены значения сейсмических сил, а в графах 11, 15, 19 – соответствующие значения изгибающих моментов.

10. Эпюры изгибающих моментов, соответствующие трем формам колебаний, показаны на рисунке 5.7, в. На этом же рисунке показана суммарная эпюра моментов, ординаты которой вычислялись по формуле:

$$M_a = \sqrt{M_{max}^2 + 0,5 \sum M_i^2}.$$

Например, суммарный изгибающий момент в основании составит:

$$M_{осн} = \sqrt{8409^2 + 0,5(2355^2 + 5900^2)} = 95500 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Аналогично вычисляются изгибающие моменты и в других сечениях.

11. Сравним полученные результаты с расчетом той же трубы как системы с 9 степенями свободы. Эпюры изгибающих моментов для системы с 9 степенями свободы показаны на рисунке 5.7, в пунктиром. Как видно на рисунке, усилия при I-й форме колебаний у обеих систем практически одинаковы. При II-й и III-ей формах колебаний это различие достигает 15–25 %. Однако суммарные изгибающие моменты отличаются всего на 5–6 %. Таким образом, без особого ущерба для точности расчета число степеней свободы можно принимать равным 8–10, что позволит существенно сократить объем вычислений.

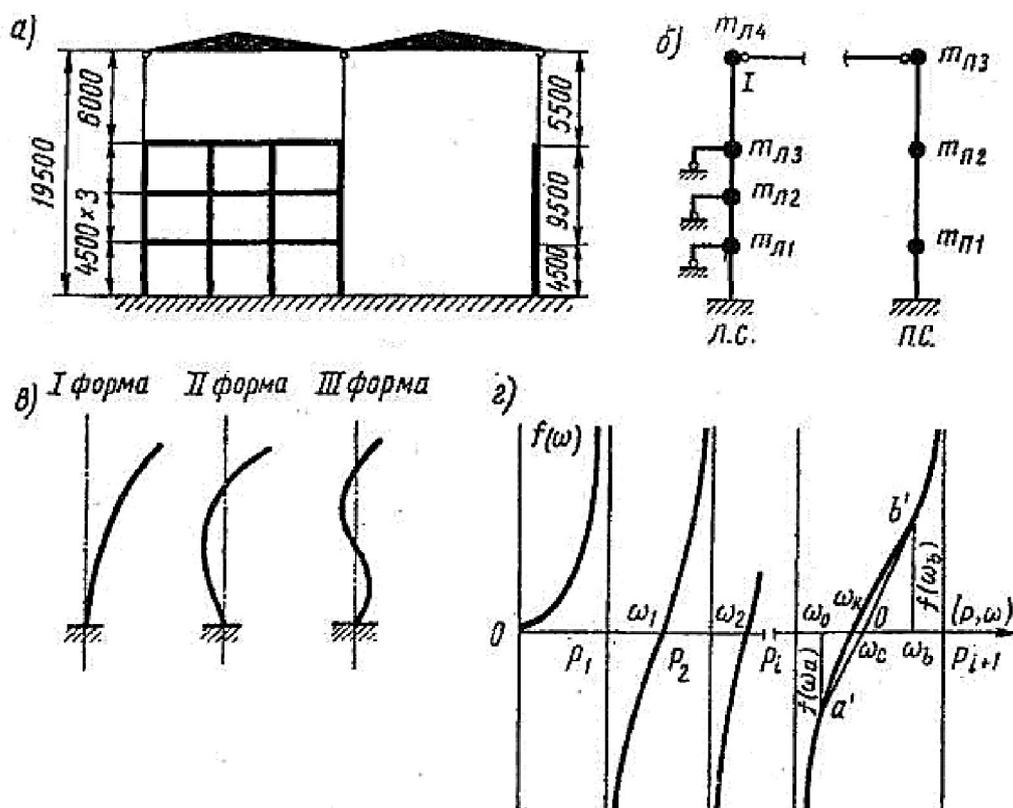


Рисунок 5.8 – Производственный цех: а – конструктивная схема; б – расчетная схема; в – формы колебаний; г – частотный график

Аналогично вычисляются изгибающие моменты и в других сечениях.

5.8. Определение сейсмической силы на железобетонный рамный каркас сложной системы промышленного здания

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

1. Место строительства _____.
2. Качество грунта строительной площадки _____.
3. Здание состоит из двух частей. Левая часть (левая система) представляет четырехэтажную рамную конструкцию. Сечения стоек 1-го этажа 40×65 см; 2-го и 3-го – 40×60 см; 4-го – 30×40 см; сечения ригелей 1-го этажа 40×75 см; 2-го и 3-го – 30×70 см; 4-го – 25×50 см.
4. Веса и массы междуэтажных перекрытий, следующие:

Этаж	Значение веса, кН	Соответствующие массы, кН·сек ² /м	Примечание
Вес перекрытий 1-го этажа	$Q_1 =$		
Вес перекрытий 2-го этажа	$Q_2 =$		
Вес перекрытий 3-го этажа	$Q_3 =$ $Q_4 =$		

$$Q_{л1} = 4360 \text{ кН}; Q_{л2} = 1677 \text{ кН}; Q_{л3} = 2500 \text{ кН}; Q_{л4} = 461 \text{ кН}.$$

Вес покрытия

Весу покрытия соответствуют массы:

$$m_{л1} = 445; m_{л2} = 171; m_{л3} = 225; m_{л4} = 47 \text{ кН·сек}^2/\text{м}.$$

5. Правая часть (правая система) представляет собой ряд колонн, ограждающих одноэтажное помещение, которое примыкает к четырехэтажной части (рисунок 5.8, а). Эти колонны поверху шарнирно соединяются с левой системой покрытий; сечения колонн 40×60 см, а в верхней части – 30×40 см.

6. Вес системы:

Этаж	Значение веса, кН	Соответствующие массы, кН·сек ² /м	Примечание
Вес перекрытий 1-го этажа	$Q_1 =$		
Вес перекрытий 2-го этажа	$Q_2 =$		
Вес перекрытий 3-го этажа	$Q_3 =$		

$$Q_{п1} = 165 \text{ кН}; Q_{п2} = 180 \text{ кН}; Q_{п3} = 407 \text{ кН}; \text{соответствующие массы } m_{п1} = 16,8; m_{п2} = 18,3; m_{п3} = 41,5 \text{ кН·сек}^2/\text{м}.$$

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Применяя методику по расчету сложных систем [6], разрежем верхнюю связь, соединяющую левую и правую системы, и определим частоты и формы собственных колебания каждой системы в отдельности.

2. Левая система. Единичные перемещения, вычисленные с помощью формул Э.Е. Сигалова [6], дают следующее:

$$\delta_{11} = 7,8 \cdot 10^{-2} \text{ см}; \delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{13} = \delta_{31} = \delta_{14} = \delta_{41} = 9,6 \cdot 10^{-2} \text{ см};$$

$$\delta_{22} = 25,6 \cdot 10^{-2} \text{ см}; \delta_{23} = \delta_{32} = \delta_{24} = \delta_{42} = 29,8 \cdot 10^{-2} \text{ см};$$

$$\delta_{33} = 48,2 \cdot 10^{-2} \text{ см}; \delta_{34} = \delta_{43} = \delta_{24} = \delta_{42} = 52,8 \cdot 10^{-2} \text{ см};$$

$$\delta_{44} = 534,0 \cdot 10^{-2} \text{ см}.$$

При определении частот и форм собственных колебаний можно воспользоваться любым методом. В частности, для этой цели можно применить метод последовательных приближений. Возьмем систему уравнений (III. 69) [6], подставив в нее числовые значения масс и единичных перемещений, будем иметь:

$$\begin{aligned}\frac{1}{p^2} X_1 &= 44,5 \cdot 7,8 \cdot 10^{-5} X_1 + 17,1 \cdot 9,6 \cdot 10^{-5} X_2 + 25,5 \cdot 9,6 \cdot 10^{-5} X_3 + 4,7 \cdot 9,6 \cdot 10^{-5} X_4, \\ \frac{1}{p^2} X_2 &= 44,5 \cdot 9,6 \cdot 10^{-5} X_1 + 17,1 \cdot 25,6 \cdot 10^{-5} X_2 + \frac{1}{p^2} X_3 = 44,5 \cdot 9,6 \cdot 10^{-5} X_1 + \\ &+ 17,1 \cdot 29,8 \cdot 10^{-5} X_2 + 25,5 \cdot 48,2 \cdot 10^{-5} X_3 + 4,7 \cdot 52,8 \cdot 10^{-5} X_4, \\ \frac{1}{p^2} X_4 &= 44,5 \cdot 9,6 \cdot 10^{-5} X_1 + 17,1 \cdot 29,8 \cdot 10^{-5} X_2 + 25,5 \cdot 52,8 \cdot 10^{-5} X_3 + 4,7 \cdot 534,0 \cdot 10^{-5} X_4.\end{aligned}$$

В первом приближении форму деформаций системы зададим ориентировочно, учитывая, что первая форма колебаний примерно соответствует форме изгиба системы от действия сил собственного веса, направленных горизонтально: $X_{11}^{(0)} = 1,0$; $X_{12}^{(0)} = 2,0$; $X_{13}^{(0)} = 3,0$; $X_{14}^{(0)} = 10,0$.

Подставим эти значения, в правые части уравнения III.69 [6]. Тогда, принимая, $X_i = 1,0$, получим $p_1^2 = 53,8$; $X_{11}^{(1)} = 1,0$; $X_{12}^{(1)} = 2,68$; $X_{13}^{(1)} = 4,1$; $X_{14}^{(1)} = 16,43$.

Вычисленные результаты X_{ij} также подставляются в уравнения III. 69 [6]. Такой процесс вычислений повторяется несколько раз, пока не получатся результаты, с удовлетворительной точностью совпадающие с предшествующим этапом расчета. В данном примере расчет завершён на 6-м приближении. Результаты следующие:

$$p_1^2 = 35,08; X_{11} = 1,0; X_{12} = 2,81; X_{13} = 4,42; X_{14} = 21,7.$$

В гл. III [5] указывалось, что какая бы форма деформаций системы первоначально не задавалась (кроме абсолютно совпадающей с одной из главных форм), в конечном приближении неизменно получается форма колебаний основного тона. Таким образом, определение высших форм весьма затруднительно. Эти неудобства исключаются при использовании способа понижений. Для уравнений, пониженных на один порядок, основной формой будет вторая форма колебания системы. При понижении на два порядка основным тоном будет третья форма и т. д. Для понижения порядка уравнений III.69 [6] воспользуемся выражением (III.10) [6], и подставим в него значения масс системы и ординаты первой формы:

$$\sum_{i=1}^n m_j X_{1j} X_{2j} = 44,5 \cdot 1,0 \cdot X_{21} + 17,1 \cdot 2,81 X_{22} + 25,5 \cdot 4,42 X_{23} + 4,7 \cdot 21,7 X_{24} = 0,$$

где X_{2j} – искомые ординаты второй формы колебаний.

Из этого выражения получим:

$$X_{24} = -0,436 X_{21} - 0,471 X_{22} - 1,103 X_{23}.$$

Подставляя X_{24} в уравнение III.69 [6], и исключая последнее уравнение, будем иметь:

$$10^3 \frac{1}{p^2} X_{21} = 3,274 X_{21} + 1,43 X_{22} + 1,949 X_{23},$$

$$10^3 \frac{1}{p^2} X_{22} = 3,66 X_{21} + 3,715 X_{22} + 6,054 X_{23},$$

$$10^3 \frac{1}{p^2} X_{23} = 3,19 X_{21} + 3,933 X_{22} + 9,54 X_{23}.$$

Задаваясь первым приближением форм колебаний, следует учитывать, что для консольной системы линия изгиба второй формы имеет одну нулевую точку, т. е. точку пересечения с осью симметрии системы; третья форма имеет две точки пересечения и т. д. (см. рисунок 5.8, в).

Допустим, что во второй форме колебаний нулевая точка находится между третьей и четвертой массами. Эту точку можно рассматривать как неподвижную шарнирную опору системы, относительно которой инерционные силы, приложенные к трем первым массам, направлены в одну сторону, а инерционная сила четвертой массы – в другую сторону. Полагая вначале, что эти силы пропорциональны величинам масс, можно ориентировочно задать ординаты второй формы колебаний:

$$X_{21}^{(0)} = 1, 0; X_{22}^{(0)} = 3, 0; X_{23}^{(0)} = 3, 0.$$

Ордината 4-й массы берется с отрицательным знаком. Задавать ее не нужно.

Дальнейшие вычислительные операции проводятся в такой же последовательности, как и при определении первой формы колебаний. Когда ординаты трех нижних масс по второй форме будут определены с помощью зависимости III.69 [6] находится значение ординаты X_{24} .

Искомые значения величин второй формы получены на пятом приближении:

$$p_2^2 = 74, 75; X_{21} = 1, 0; X_{22} = 2, 485; X_{23} = 3, 366; X_{24} = -5319.$$

При определении 3-й формы собственных колебаний с помощью формулы (III. 10) [5] составим систему из двух уравнений, в которые входят значения вычисленных ординат первой X_{1j} и второй X_{2j} форм:

$$\sum_{i=1}^n m_j X_{1j} X_{3j} = 0; \quad \sum_{i=1}^n m_j X_{2j} X_{3j} = 0.$$

Отсюда находим:

$$X_{33} = -0,488X_{31} - 0,478X_{32}; \quad (a)$$

$$X_{34} = 1,78X_{31} + 1,7X_{32} + 3,435X_{33}; \quad (б)$$

Подставляя значения X_{33} в уравнения III.69 [6] приходим к системе уравнений 2-го порядка, которые можно решить, не прибегая к методу последовательных приближений:

$$\left. \begin{aligned} \left(-\frac{10^3}{p^2} + 2,324 \right) X_{31} + 0,5X_{32} &= 0 \\ 0,71X_{31} + \left(-\frac{10^3}{p^2} + 0,852 \right) X_{32} &= 0 \end{aligned} \right\} .(в)$$

Решая эту систему, вычислим корни, соответствующие 3-й и 4-й собственным частотам p_3, p_4 и ординаты перемещений 1-й и 2-й масс системы по формам собственных колебаний, затем с помощью выражений (а) и (б) определим:

$$X_{33}, X_{34}, X_{43}, X_{44};$$

$$p_3^2 = 395, 5; X_{31} = 1, 0; X_{32} = 0, 415; X_{33} = -0, 686; X_{34} = 0, 135;$$

$$p_4^2 = 1616; X_{41} = 1, 0; X_{42} = -3, 44; X_{43} = 1, 156; X_{44} = -0, 064.$$

3. **Расчет правой системы** выполняется аналогично, поэтому постанавливаться на нем не будем. Результаты по расчету левой и правой систем сведем в таблицу 5.3.

4. **Расчет сложной системы.** Определим три первые собственные частоты и формы колебаний сложной системы.

Частотное уравнение составим, пользуясь выражением (III.82) [6]:

$$\sum_{i=1}^4 \frac{p_{li}^2 \delta_{iII}^n}{p_{li}^2 - \omega^2} + \sum_{e=1}^3 \frac{p_{ne}^2 \delta_{eII}^n}{p_{ne}^2 - \omega^2} = 0, \quad (5.8.1)$$

где δ_{iII}^n , δ_{eII}^n – перемещения систем «л» и «п» по собственным формам i и e , соответственно в точках соединения со связью I – I от приложения единичное силы в сечении этой связи; p_{li} и p_{ne} – частоты собственных колебаний систем «л» и «п» по их формам i и e (в целях более четкого разграничения левой и правой систем индекс i используется для нумерации собственных форм левой системы, а индекс e – правой).

Определим значения $p_{li}^2 \delta_{iII}^n$ и $p_{ne}^2 \delta_{eII}^n$ с помощью формулы (III.78) [5], в которой член, представляющий распределенные массы, отсутствует.

$$p_{l1}^2 \delta_{1II}^n = \frac{X_{l14}^2}{\sum_{o=1}^4 m_{ij} X_{l1j}^2} = \frac{21,7^2}{44,5 \cdot 1,0^2 + 17,1 \cdot 2,81^2 + 25,5 \cdot 4,42^2 + 4,7 \cdot 21,7^2} = 0,1163;$$

$$p_{l2}^2 \delta_{31II}^n = \frac{5,319^2}{44,5 \cdot 1,0^2 + 17,1 \cdot 2,485^2 + 25,5 \cdot 3,366^2 + 4,7 \cdot 5,319^2} = 0,0495;$$

$$p_{l4}^2 \delta_{41II}^n = \frac{0,064^2}{44,5 \cdot 1,0^2 + 17,1 \cdot 3,44^2 + 25,5 \cdot 1,156^2 + 4,7 \cdot 0,064^2} = 0,0001458;$$

$$p_{l1}^2 \delta_{11II}^n = \frac{12,21^2}{1,68 \cdot 1,0^2 + 1,83 \cdot 8,31^2 + 4,15 \cdot 12,21^2} = 0,0495;$$

$$p_{n3}^2 \delta_{3II}^n = \frac{(0,1 \cdot 10^{-7})^2}{1,68} = \frac{0,1 \cdot 10^{-14}}{1,68} \approx 0,0.$$

Поскольку значение $p_{n3}^2 \delta_{3II}^n$ есть малое число высокого порядка, в дальнейшем расчетах его учитывать не будем.

Подставляя вычисленные значения в выражение (5.8.1), умножим все члены на 10^3 , и расставим их в порядке возрастания p_i^2 , тогда получим:

$$\frac{199,6}{1,633 - \omega^2} + \frac{163,0}{35,08 - \omega^2} + \frac{49,5}{74,75 - \omega^2} + \frac{16,19}{166,7 - \omega^2} + \frac{0,304}{395,5 - \omega^2} + \frac{0,01458}{1616 - \omega^2} = 0.$$

Таблица 5.3 – Расчеты левой и правой систем

X_{lij}	Левая система в зависимости от формы колебаний					X_{nej}	Правая система в зависимости от формы колебаний			
	I $p_{n1}^2 = 35,08$	II $p_{n2}^2 = 74,75$	III $p_{n3}^2 = 395,5$	IV $p_{n4}^2 = 1616$	m_{lj}		I $p_{n1}^2 = 1,633$	II $p_{n2}^2 = 166,7$	III $p_{n3}^2 = 817$	m_{nj}
X_{l11}	1,0	1,0	1,0	1,0	44,5	X_{ne1}	1,0	1,0	1,0	1,68
X_{l12}	2,81	2,485	0,415	0,415	17,1	X_{ne2}	8,31	100,0	$1,0 \cdot 10^{-6}$	1,83
X_{l13}	4,42	3,366	-0,686	1,156	25,5	X_{ne3}	12,21	-30,0	$1,0 \cdot 10^{-7}$	4,15
X_{l14}	21,7	-5,319	0,135	-0,064	4,7					

Надо заметить, что при расчете данного сооружения должно получиться не семь собственных частот (в соответствии с общим числом степеней свободы левой и правой систем), а только шесть, так как две массы указанных систем m_{l4} и m_{n3} соединены недеформируе-

мой связью и перемещаются как одна масса, т. е. одна степень свободы у сложной системы исключается.

Если ω рассматривать как переменную величину, то уравнение (III,78) [5] можно рассматривать как функцию $f(\omega)$. Графически эта функция изображена на рисунке 5.8, з. На графике видно, что искомые частоты ω_i заключены в числовых интервалах, ограничиваемых собственными частотами простых систем p_i , расположенных в порядке возрастания. Значения ω_i определяются путем подбора. При этом удобно применять линейную интерполяцию. Например, при определении ω_k , расположенном на интервале $p_i = p_{i+1}$, зададим в пределах интервала значения ω_a и ω_b и с помощью выражения (III,78) [5] найдем соответствующие им $f(\omega_a)$ и $f(\omega_b)$ (см. рисунок 5.8, з). Из подобия треугольников Oaa' и Obb' находим точку ω_c пересечения оси абсцисс отрезком $a'b$:

$$\omega_k = p_i + \omega_c = \omega_b f(\omega_a) + \omega_a f(\omega_b) / [f(\omega_a) + f(\omega_b)].$$

Аналогичный прием применяется до тех пор, пока не будет найдено значение ω_k , при котором $f(\omega_k)$ равняется нулю в пределах погрешности вычислений. Таким образом, получим:

$$\omega_1^2 = 19,25; \omega_2^2 = 67,90; \omega_3^2 = 161,56; \omega_4^2 = 395,25; \omega_5^2 = 1615,93.$$

Ординаты форм собственных колебаний сложной системы находим с помощью формул (III. 83) [5]:

$$X_{nrj}^{(l)} = \sum_{i=1}^4 \frac{p_{ni}^2 \delta_{ill}^n}{p_{ni}^2 - \omega_{lr}^2} \cdot \frac{X_{lij}}{X_{li4}};$$

$$X_{nrj}^{(l)} = -\sum_{e=1}^3 \frac{p_{ne}^2 \delta_{ell}^n}{p_{ne}^2 - \omega_{lr}^2} \cdot \frac{X_{nej}}{X_{ne3}}.$$

Входящие сюда значения $p_{ni}^2 \delta_{ill}^n$, $p_{ne}^2 \delta_{ell}^n$ уже вычислены ранее с помощью выражения (III.79) [5], и использовались при составлении частотного уравнения.

I форма:

$$X_{n14}^{(l)} = \frac{163,0}{35,08-19,25} + \frac{49,5}{74,75-19,25} + \frac{0,304}{395,5-19,25} + \frac{0,01458}{1616-19,25} = 11,19;$$

$$X_{n11}^{(l)} = \frac{163,0}{35,08-19,25} \cdot \frac{1,0}{21,7} + \frac{49,5}{74,75-19,25} \cdot \frac{1,0}{5,319} + \frac{0,304}{395,5-19,25} \cdot \frac{1,0}{0,135} + \frac{0,01458}{1616-19,25} \cdot \frac{1,0}{0,064} = 0,2993;$$

$$X_{n12}^{(l)} = \frac{163,0}{35,08-19,25} \cdot \frac{2,81}{21,7} + \frac{49,5}{74,75-19,25} \cdot \frac{2,485}{5,319} + \frac{0,304}{395,5-19,25} \cdot \frac{0,415}{0,135} + \frac{0,01458}{1616-19,25} \cdot \frac{-3,44}{-0,064} = 0,886.$$

Таким же образом находим ординаты I формы других точек системы:

$$X_{n13}^{(l)} = 1,4857; X_{n11}^{(l)} = 0,93167; X_{n12}^{(l)} = 8,077; X_{n13}^{(l)} = 11,22.$$

Поскольку массы m_{n4} и m_{n3} соединены недеформируемой связью, ординаты их перемещений X_{n4} и X_{n3} равны. Вычисленные значения ординат поделим на $X_{n4} = X_{n3} \approx 11,20$, тогда будем иметь:

$$X_{n11}^{(l)} = 0,0266; X_{n12}^{(l)} = 0,0788; X_{n13}^{(l)} = 0,1321;$$

$$X_{n14}^{(l)} = X_{n13}^{(l)} = 1,0; X_{n11}^{(l)} = 0,0828; X_{n12}^{(l)} = 0,718.$$

Аналогично определяются другие формы колебаний. Результаты расчета сведем в таблицу 5.4.

Таблица 5.4 – Частоты и формы сложной системы с одной связью

ω_{i1}^2	$X_{ni1}^{(I)}$	$X_{ni2}^{(I)}$	$X_{ni3}^{(I)}$	$X_{ni4}^{(I)}$	$X_{ni1}^{(I)}$	$X_{ni2}^{(I)}$	$X_{ni3}^{(I)}$
19,25	0,0266	0,0788	0,1321	1,0	0,0828	0,718	1,0
67,9	-0,6	-1,53	-2,107	1,0	0,089	0,915	1,0
161,56	-0,03512	-0,0656	-0,064	1,0	-0,109	-5,96	1,0
	44,5	17,1	25,5	4,7	1,68	1,83	4,15

Определим периоды собственных колебаний сложной системы:

$$T_i = \frac{2\pi}{p_i}; \quad T_1 = \frac{6,28}{\sqrt{19,25}} = 1,432;$$

$$T_2 = 0,763; \quad T_3 = 0,494.$$

Пользуясь формулой (4.1), находим динамические коэффициенты по таблице 4.5

$$\beta_1 =$$

$$\beta_2 =$$

$$\beta_3 =$$

Так как коэффициент β_1 меньше 0,8, согласно нормам принимаем $\beta_1 = 0,8$. С помощью формулы (II.39) [1] определяем коэффициенты форм собственных колебаний:

$$\eta_{ik} = \frac{X_{ik} \sum_j^n Q_j X_{ij}}{\sum_j^n Q_j X_{ij}^2},$$

$$\eta_{n11} = \frac{[436,0 \cdot 0,0266 + 167,7 \cdot 0,0788 + 250,0 \cdot 0,1321 + (46,1 + 40,7) \cdot 1,0 + 16,5 \cdot 0,0828 + 18,0 \cdot 0,718] \cdot 0,0266}{436,0 \cdot 0,0266^2 + 17,1 \cdot 0,0788^2 + 250,0 \cdot 0,1321^2 + (46,1 + 40,7) \cdot 1,0^2 + 16,5 \cdot 0,0828^2 + 18,0 \cdot 0,718^2} =$$

$$= \frac{159,0 \cdot 0,0266}{102,8} = 0,0411.$$

Аналогичным образом находим коэффициенты форм в других точках системы.

I форма:

$$\eta_{n11} = 0,0411; \quad \eta_{n12} = 0,1218; \quad \eta_{n13} = 0,024;$$

$$\eta_{n14} = \eta_{n13} = 1,544; \quad \eta_{n11} = 0,0128; \quad \eta_{n12} = 0,111.$$

II форма:

$$\eta_{n21} = 0,32; \quad \eta_{n22} = 0,816; \quad \eta_{n23} = 1,122;$$

$$\eta_{n24} = \eta_{n23} = -0,533; \quad \eta_{n21} = -0,0474; \quad \eta_{n22} = -0,4875.$$

III форма:

$$\eta_{n31} = 0,0031; \quad \eta_{n32} = 0,0058; \quad \eta_{n33} = 0,00566;$$

$$\eta_{n34} = \eta_{n33} = -0,0884; \quad \eta_{n32} = 0,000963; \quad \eta_{n33} = 0,526.$$

Далее по формуле $S_{ik} = Q_k K_c \beta_i \eta_{ik}$ вычисляем расчетные сейсмические нагрузки.

I форма:

$$S_{n11} = Q_1 \cdot A \cdot \beta_1 \cdot \eta_1 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 =$$

$$= 4360 \cdot 0,4 \cdot 2,5 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 3488 \text{ kH};$$

таким же образом находим сейсмические силы в других точках:

$$S_{n12} = 16,3 \text{ kH}; \quad S_{n13} = 40,8 \text{ kH}; \quad S_{n11} = 0,168 \text{ kH}; \quad S_{n12} = 1,59 \text{ kH}.$$

Поскольку массы m_{n13} и m_{n3} объединены связью I–I, расчетная сейсмическая сила определяется для суммарной массы $m_{n4} + m_{n3}$.

$$S_{л14} + S_{н13} = 107 \text{ кН};$$

II форма:

$$S_{л21} = 165 \text{ кН}; S_{л22} = +161 \text{ кН}; S_{л23} = +332 \text{ кН};$$

$$S_{л24} + S_{н23} = -54,6 \text{ кН}; S_{н21} = -0,92 \text{ кН}; S_{н22} = -10,3 \text{ кН}.$$

III форма:

$$S_{л31} = 2,46 \text{ кН}; S_{л32} = 1,72 \text{ кН}; S_{л33} = 2,57 \text{ кН};$$

$$S_{л24} + S_{н23} = -14 \text{ кН}; S_{н31} = 0,029 \text{ кН}; S_{н32} = 17,2 \text{ кН}.$$

В нормах проектирования (см. гл. VI [6]) для расчета сложных систем рекомендуется упрощенный метод, основанный на допущении, что при сейсмических колебаниях сооружение перемещается целиком как жесткая система на податливом основании без взаимного смещения конструкций. Таким образом, при расчете учитывается только одна форма колебаний, по которой отношения ординат перемещений масс прямо пропорциональны их расстоянию от основания, а коэффициент динамичности берется максимальным $\beta = 2,5$ (см. рисунок 4.2).

Пользуясь такой методикой, произведем второй вариант расчета здания.

Коэффициент формы находится по формуле (VI. 2 [6]):

$$\eta_{ik} = h_k \frac{\sum_1^n Q_j \cdot h_j}{\sum_1^n Q_j \cdot h_j^2}.$$

Коэффициент формы в точке сосредоточения веса $Q_{л1}$ левой системы будет

$$\eta_{л11} = 4,5 \cdot \frac{436,0 \cdot 4,5 + 167,7 \cdot 9,0 + 250,0 \cdot 13,5 + (46,1 + 40,7) \cdot 19,5 + 16,5 \cdot 4,5 + 18,0 \cdot 14,0}{436,0 \cdot 4,5^2 + 167,7 \cdot 9,0^2 + 250,0 \cdot 13,5^2 + (46,1 + 40,7) \cdot 19,5^2 + 16,5 \cdot 4,5^2 + 18,0 \cdot 14,0^2} = 0,381.$$

Аналогично находим коэффициенты формы для других точек сооружения:

$$\eta_{л12} = 0,762; \eta_{л13} = 1,143; \eta_{л14} = \eta_{н13} = 1,65;$$

$$\eta_{н11} = 0,381; \eta_{н12} = 1,19.$$

Сейсмические силы находим по формуле

$$S_k = Q_2 \cdot A \cdot \beta_1 \cdot \eta_{1Kc} \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 = \\ = 4360 \cdot 0,4 \cdot 2,5 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 3488 \text{ кН}.$$

$$S_{л11} = 488 \text{ кН};$$

$$S_{л12} = 370 \text{ кН};$$

$$S_{л13} = 856 \text{ кН};$$

$$S_{л14} + S_{н13} = 428 \text{ кН};$$

$$S_{н11} = 18,8 \text{ кН};$$

$$S_{н12} = 64 \text{ кН}.$$

Сравнивая результаты, полученные по первому и второму вариантам расчета, нетрудно заметить, что по характеру распределения и по величине сейсмические силы в том и другом случаях существенно отличаются, причем в последнем варианте расчетные сейсмические силы значительно больше по величине, чем в предыдущем случае. Причина такого различия результатов связана с тем, что в первом варианте расчета коэффициенты динамичности β_i и форм η_{ik} вычисляются для конкретных значений жесткости конструкций сооружения, а во втором упругая податливость сооружения не учитывается.

Литература к главе 5

Использованная

1. *Байков В.Н., Сигалов Э.У.* Железобетонные конструкции. Общий курс: учебник для вузов. М.: Стройиздат, 1985. 727 с.
2. *Николаев И.И.* Проектирование железобетонных конструкций зданий для строительства в сейсмических районах. Ташкент: Укитувчи, 1990. 232 с.
3. Проектирование сейсмостойких зданий / под ред. проф. С.В. Полякова. М.: Стройиздат, 1971. 257 с.

Рекомендованная

СНиП КР 20-02:2004. Сейсмостойкое строительство: нормы проектирования. Бишкек: ГК П КР по Архитектуре и строительству, 2004. 82 с.

СНиП КР 22-01–98. Оценка сейсмостойкости зданий существующей застройки. Бишкек: Мин-во архитектуры и стр-ва КР, 1998. 27 с.

СНиП КР 02.01.2002–94. Строительство в районах Кыргызской Республики с сейсмичностью более 9 баллов. Бишкек: Госстрой КР, 1994. 37 с.

Сейсмостойкое строительство зданий / под ред. И.Л. Корчинского. М.: ВШ, 1971. 320 с.

Мартемьянов А.И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1985. 255 с.

Сеитов Б.М., Сатыбаев А.Т. Землетрясение и ее последствия. Ош: ОшТУ, 2010. 58 с.

Сеитов Б.М., Сатыбаев А.Т. Сейсмические воздействия на здания и сооружения. Ош: ОшТУ, 2010. 38 с.

Научные основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. Ош: ОшТУ, 2010. 54 с.

Семенов В.С. Антисейсмические мероприятия и контроль качества строительно-монтажных работ. Фрунзе: Кыргызстан, 1988. 112 с.

Пособие по проектированию каркасных промышленных зданий для строительства в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1984. 88 с.

Сеитов Б.М. Вероятное моделирование надежности строительных конструкций. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2002. 232 с.

Сеитов Б.М. Расчет железобетонных конструкций на надежность. Жалал-Абад: ЖАТИ, 2002. 45 с.

Сеитов Б.М. Практические методы расчета элементов железобетонных конструкций. Ош: ОшВТК, 1995. 28 с.

Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С. Сейсмическая защита и ее организация: учебник для вузов. Бишкек: Айат, 2013. 168 с.

Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С. Исследование на сейсмостойкость несущих элементов железобетонных колонн и стен в ЧС. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2014. 144 с.

Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С. Сейсмическая защита и ее организация: учебник для вузов. Бишкек: Айат, 2015. 188 с.

Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С. Инженерные методы по снижению рисков от сейсмических нагрузок // Вестник КГУСТА. 2014. Т. II, №3. Бишкек. С. 20–25.

Ордобаев Б.С., Сеитов Б.М., Кадыралиева К.О. и др. Инженерная защита населения и территорий: учебник для вузов. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2014. 168 с.

Ордобаев Б.С., Сеитов Б.М., Кадыралиева К.О. и др. Управление рисками в ЧС: учебник для вузов. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2014. 138 с.

Ордобаев Б.С., Матозимов Б.С. Исследование проблем сейсмостойкости, сейсмозащиты, теплозащиты и шумозащиты зданий. Бишкек: Айат, 2014. 176 с.

Матозимов Б.С., Ордобаев Б.С. Архитектурно-строительная физика в сейсмостойком строительстве. Бишкек: Айат, 2014. 160 .

Кутуев М.Д., Укуев Б.Т., Матозимов Б.С. и др. Теория и практика сейсмозащиты зданий. Бишкек: КГУСТА, 2013. 327 с.

Рудаев Я.И., Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С. Моделирование надежности строительных конструкций // Вестник КГУСТА. 2014. Т. II, №3. Бишкек. С. 91–95.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Матрица – задания для выполнения первой самостоятельной работы

Порядковый номер шифра	Расчетные параметры	Цифры шифра									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1-я цифра	Q_1 и Q_2 , кН	6200	6100	6000	5800	5600	5400	5200	5000	4800	4600
2-я цифра	Q_3 и Q_4 , кН	4600	4500	0	4300	4200	0	4100	4000	3900	0
3-я цифра	Q_5 , кН	3000	0	3200	3300	0	3500	3600	3700	0	3900
	Место строительства	Ош	Талас	Чаек	Ч.-Ата	Сулюкты	Ж.-Абад	Жумгал	Чымкент	Арсланбап	К.-Балта
4-я цифра	Качество грунта на стройплощадке	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2
	Класс бетона	B50	B45	B40	B35	B30	B50	B45	B40	B35	B30

Приложение 2

Матрица – задания для выполнения второй самостоятельной работы

Порядковый номер шифра	Расчетные параметры	Цифры шифра									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1-я цифра	Место строительства	Чымкент	Жумгал	Ж.-Абад	Ч.-Ата	Ош	Чаек	Талас	К.-Балта	Арсланбап	Сулюкты
2-я цифра	Качество грунта на стройплощадке	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
	Q_1 и Q_2 , кН	3800	2900	4000	3100	4200	4300	4400	4500	4600	4700
3-я цифра	Q_3 и Q_4 , кН	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700
	Q_5 , кН	2500	2400	2300	2200	2100	2000	1900	1800	1700	1600
4-я цифра	Класс бетона	B45	B40	B35	B30	B50	B45	B40	B35	B30	B50

Приложение 3

Матрица – задания для выполнения третьей самостоятельной работы

Порядковый номер шифра	Расчетные параметры	Цифры шифра									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1-я цифра	Вес бака с водой, кН	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2400	2500
2-я цифра	Вес ствола башни, кН/м	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
3-я цифра	Высота ствола водонапорной башни	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
4-я цифра	Место строительства	Жумгал	Ж.-Абад	Ч.-Ата	Ош	Чаек	Талас	К.-Балта	Арсланбап	Сулюкты	Чымкент
	Класс бетона	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B65

Приложение 4

Матрица – задания для выполнения четвертой самостоятельной работы

Порядковый номер шифра	Расчетные параметры	Цифры шифра									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1-цифра	Вес покрытия Q, кН	12000	12500	13000	13500	14000	14500	15000	15500	16000	16500
2-я цифра	Высота колонн Н в метрах	8	8,5	9	9,5	10	10,5	11	11,5	12	12,5
3-я цифра	Класс бетона	28	28,5	29	29,5	30	30,5	31	31,5	32	32,5
4-я цифра	Место строительства	Сулюкты	Чымкент	Жумгал	Ж.-Абад	Ч.-Ата	Ош	Чаек	Талас	К.-Балта	Арсланбап
	Класс бетона	B40	B35	B30	B25	B20	B40	B35	B30	B25	B20

Приложение 5

Матрица – задания для выполнения пятой самостоятельной работы

Порядковый номер шифра	Расчетные параметры	Цифры шифра									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1-я цифра	Q_1 , кН	1800	1750	1700	1650	1600	1650	1500	1550	1400	1450
2-я цифра	Класс бетона	B50	B45	B40	B35	B30	B35	B40	B45	B50	B55
3-я цифра	Q_2 , кН	1300	1250	1200	1150	1100	1050	1000	950	900	850
4-я цифра	Качество грунта на стройплощадке	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4
	Место строительства	Чымкент	Жумгал	Жалал-Абад	Ч.-Ата	Ош	Чаек	Талас	К.-Балга	Арсланбап	Сулюкта

Приложение 6

Матрица – задания для выполнения шестой самостоятельной работы

Порядковый номер шифра	Расчетные параметры	Цифры шифра									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1-я цифра	Вес покрытия Q , кН	650	700	750	800	850	900	950	1000	1050	1150
2-я цифра	Качество грунта на стройплощадке	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5
3-я цифра	Вес перекрытия Q_2 , кН	12000	12500	13000	13500	14000	14500	15000	15500	16000	16500
4-я цифра	Вес перекрытия Q_1 , кН	12500	13000	13500	14000	14500	15000	15500	16000	16500	17000
	Место строительства	Ош	Талас	Чаек	Ч.-Ата	Сулюкты	Ж.-Абад	Жумгал	Чымкент	Арсланбап	К.-Балга
	Класс бетона	B35	B40	B45	B50	B45	B40	B35	B30	B35	B40

Матрица – задания для выполнения седьмой самостоятельной работы

Порядковый номер шифра	Расчетные параметры	Цифры шифра									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1-я цифра	Вес створа грубы Q_{ij} , кН	$Q_{ij}+10$	$Q_{ij}+20$	$Q_{ij}+30$	$Q_{ij}+40$	$Q_{ij}+50$	$Q_{ij}+60$	$Q_{ij}+70$	$Q_{ij}+80$	$Q_{ij}+90$	$Q_{ij}+100$
2-я цифра	Качество грунта на строительной площадке	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6
3-я цифра	Класс бетона	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B45	B40	B35	B30
4-я цифра	Место строительства	К.-Балга	Арсланбап	Чымкент	Жумгал	Ж.-Абад	Сулюкты	Ч.-Ага	Чаек	Талас	Ош

Матрица – задания для выполнения восьмой самостоятельной работы

Порядковый номер шифра	Расчетные параметры	Цифры шифра									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1-я цифра	Вес покрытия Q , кН	650	700	750	800	850	900	950	1000	1050	1150
2-я цифра	Качество грунта на стройплощадке	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7
3-я цифра	Вес перекрытия Q_2 , кН	12000	12500	13000	13500	14000	14500	15000	15500	16000	16500
4-я цифра	Вес перекрытия Q_1 , кН	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
	Место строительства.	Чаек	Талас	К.-Балга	Арсланбап	Сулюкты	Чымкент	Жумгал	Ж.-Абад	Ч.-Ага	Ош
	Класс бетона	B40	B35	B30	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B40

Примечание

1 – Скальные грунты	$(V_p > 3000 \text{ и } V_s > 1700 \text{ м/с});$
2 – Вечномерзлые грунты	
3 – Крупноблочные грунты	$(V_p > 2500 \text{ и } V_s > 1700 \text{ м/с});$
4 – Скальные грунты	$(V_p < 3000 \text{ и } V_s < 1700 \text{ м/с});$
5 – Крупнообломочные грунты	$(V_p < 2500 \text{ и } V_s < 900 \text{ м/с});$
6 – Песчаные грунты	$(V_p > 500 \text{ и } V_s > 350 \text{ м/с});$
7 – Глинистые грунты	$(J_L > 0,50 \text{ при } e < 0,9 \text{ м/с});$
8 – Песчаные грунты влажные	$(V_s < 300 \text{ м/с});$
9 – Глинистые грунты влажные	$(J_L > 0,50);$
0 – Насыпные грунты	$(V_s < 300 \text{ м/с}).$

**Сеитов Болотбек Мукаевич,
Ордобаев Бейшенбек Сыдыкбекович**

**СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

ПРАКТИКУМ

Редактор *И.С. Волоскова*
Компьютерная верстка *З.Б. Турашевой*

Подписано в печать 18.10.2016
Формат 60×84¹/₈. Печать офсетная.
Объем 6,0 пл. л. Тираж 100 экз. Заказ 100

Издательство КРСУ
720000, г. Бишкек, ул. Киевская, 44

Отпечатано в типографии КРСУ
720048, г. Бишкек, ул. Горького, 2