А. Н. Бирбраер

РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ

САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
"НАУКА"
1998

УДК 550.341
ББК 26.21
Б64

Бирбраер А.Н. **Расчет конструкции иа сейсмостойкость.** - СПб.:Наука, 1998.-255 е., ил. 70.
ISBN 5-02-024883-5

Книга посвящена расчету конструкций на воздействие землетрясений. Особое внимание уделено вопросам сейсмостойкости АЭС, наряду с которыми рассматриваются также и обычные промышленные и гражданские объекты. Изложены основные аспекты проблемы: задание исходной сейсмологической информации, требования к конструкциям в зависимости от их ответственности, существующие методы сейсмических расчетов, выбор расчетных моделей конструкций, определение сейсмического воздействия на оборудование внутри зданий, динамические и прочностные расчеты сооружений и оборудования. Освещается отечественный и мировой опыт и требования к проектированию сейсмостойких АЭС. Даны примеры расчетов.

Книга предназначается для инженерно-технических и научных работников. Может также быть использована студентами, аспирантами и преподавателями соответствующих специальностей.

Birbraer A.N. Seismic Analysis of **Structures.** - St. Petersburg: Nauka, 1998. - 255 p.

The book deals with the seismic analysis of structures. Special attention is paid to nuclear power plants seismic assurance, ordinary civil and industry installations being considered too. Principal aspects of the problem are described. They are the seismic input, the requirements to structures depending on their safety-relation, modern seismic analysis methods, the modeling of structures, seismic input for in-structure equipment, the strength and dynamic analysis of building structures and equipment. Domestic and world design experience and requirements are presented. Samples of calculations are given.

The book is addressed to designers and scientists. It can also be useful for students, post-graduates and lecturers in the given field.

Рецензенты:

д-р. техн. наук, проф. А.В. Таианаев,
д-р. техн. наук, проф. С.Г. Шульман.

Издание осуществлено с оригинал-макета, подготовленного к печати автором

Заказное издание
ISBN 5-02-024883-5

© А.Н. Бирбраер, 1998
Оформление - А.И. Слепушкин, 1998

ПРЕДИСЛОВИЕ

Во все времена люди стремились предотвратить разрушение сооружений при землетрясениях, но к достаточно обоснованному решению данной задачи человечество подошло лишь в XIX-XX веках. Важнейшей предпосылкой к этому явилось развитие физики Земли, позволившее лучше понять природу землетрясений, а также общий прогресс науки и техники, появление новых строительных материалов и методов строительства. Значительное продвижение в этой области достигнуто за последние десятилетия в связи со строительством особо ответственных промышленных объектов, прежде всего атомных электростанций (АЭС).

Проблема обеспечения сейсмостойкости такого объекта включает в себя различные аспекты: выбор расположения площадки строительства; детальное определение ее геологических условий; задание исходной сейсмологической информации; обеспечение сейсмостойкости сооружений за счет адекватного выбора их компоновки и конструктивных схем, достаточной точности сейсмических и прочих расчетов, надлежащего качества материалов и строительных работ; обеспечение сейсмостойкости технологического и другого оборудования и т.д.

В предлагаемой читателю книге из всего многообразия названных проблем главное внимание уделено сейсмическим расчетам конструкций (под которыми понимаются как строительные конструкции, так и оборудование). Такие расчеты относятся к области динамики механических систем, но отличаются от расчетов на иные динамические нагрузки принципиальной невозможностью точного задания возмущающего воздействия, поскольку сейсмическое движение грунта - это случайный процесс, конкретная реализация которого зависит от многих трудноучитываемых факторов. Поэтому в сейсмических расчетах используются специфические методы задания воздействия и определения ответной реакции системы, основанные на вероятностных соображениях.

В книге сделана попытка изложить современное состояние проблемы сейсмических расчетов как обычных промышленных и гражданских сооружений, так и (особенно) АЭС. Она написана на основе опыта расчетов сейсмостойкости АЭС в Санкт-Петербургском институте "Атомэнергопроект". В ней отражены также мировая практика проектирования сейсмостойких АЭС и рекомендации Международного агентства по атомной энергии (МАГАТЭ). При написании книги оказался полезным и опыт преподавания автором курса "Сейсмостойкость сооружений" в Санкт-Петербургском государственном техническом университете.

Сейсмический расчет конструкции можно условно разделить на четыре подпроблемы: 1) задание исходных данных, в том числе сейсмических; 2) определение инерционных сейсмических нагрузок или

вызванных ими перемещений конструкции; 3) вычисление внутренних усилий в самой конструкции, ее опорах, основании здания и т.д. при сочетании сейсмических и других нагрузок; 4) оценка сейсмостойкости (прочности, работоспособности и т.д.) конструкции. Из этих четырех задач основное внимание уделено первым двум. Две другие решаются в целом так же, как при иных нагрузках, поэтому в тексте лишь кратко отмечены их особенности, вызванные характером рассматриваемого воздействия.

При написании книги автор стремился не только дать читателю общее представление о проблеме, но и описать конкретные приемы, методы, численные значения параметров и т.п., используемые при расчетах на сейсмостойкость в нашей стране и за рубежом. Но сейсмостойкое проектирование и расчеты опираются на достижения многих научных дисциплин: геофизики и инженерной сейсмологии, механики грунтов, математики, строительной механики, динамики конструкций, гидродинамики и др. Поэтому невозможно в ограниченном объеме книги детально обосновать все приведенные методы и формулы, в связи с чем многие из них даны без доказательств, а для некоторых методов дано только общее описание. Подробности и доказательства можно при необходимости найти в цитированной литературе.

Практические сейсмические расчеты сегодня являются по форме детерминистическими (невероятностными), хотя, как сказано выше, их методы основаны на вероятностных предпосылках. Полное изложение последних потребовало бы значительного увеличения объема книги и потому, как правило, не приводится. В сответствующих местах сделаны лишь некоторые указания и "наводящие рассуждения" по поводу вероятностной природы излагаемых фактов.

Книга адресована в первую очередь строителям, но большинство ее разделов могут быть интересны и разработчикам оборудования. Она также может служить пособием для студентов и аспирантов соответствующих специальностей.

Автор искренне признателен рецензентам проф., д-ру техн. наук А.В. Тананаеву и проф., д-ру техн. наук С.Г. Шульману, сделавшим полезные замечания, которые автор с благодарностью учел.

Автор также глубоко благодарен начальнику департамента Минатомэнерго России А.Л. Лапшину, директору Санкт-Петербургского института "Атомэнергопроект" В.Н. Коркунову, главному инженеру К.Л. Сукневу и заместителю главного инженера И.В. Кухтевичу, без моральной и финансовой поддержки которых эта книга не могла бы увидеть свет.

ГЛАВА 1

ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ ДИНАМИКИ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. Число степеней свободы системы

Расчет любой конструкции (сооружения, оборудования, трубопровода) начинается с выбора ее расчетной схемы, т.е. аналитической модели, описывающей поведение реального прототипа (его перемещения, ускорения, внутренние усилия и т.п.). Требования к такой схематизации противоречивы: с одной стороны, чтобы уменьшить трудоемкость расчетов и сделать их результаты более обозримыми и ясными, желательно иметь как можно более простую модель; с другой стороны, выбранная расчетная схема должна обеспечивать требуемую точность результатов, а также не "терять" важные для рассмотрения особенности поведения конструкции.

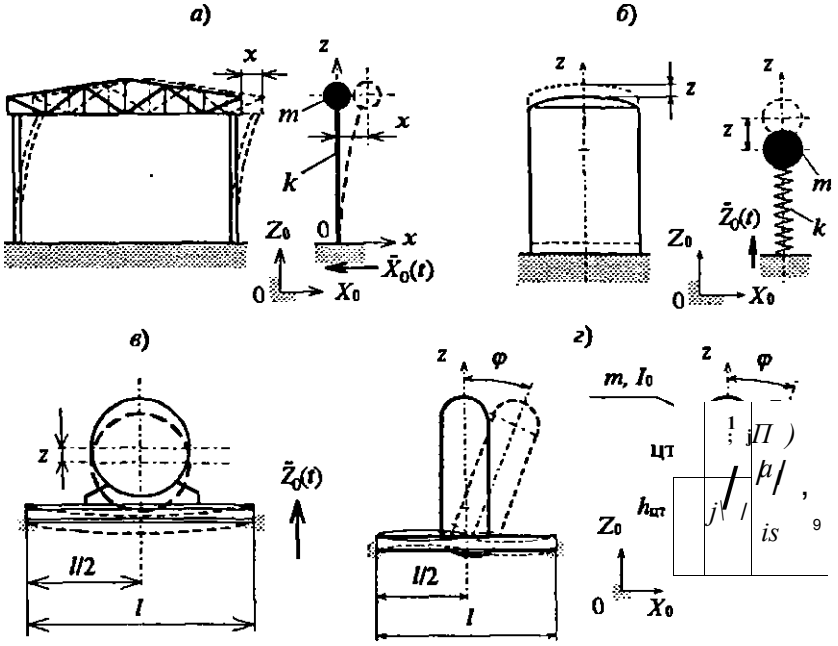
Простейшей расчетной схемой, при которой исключаются из рассмотрения податливости как самой конструкции, так и ее опор, является представление конструкции как *абсолютно твердого тела* на недеформируемой опоре. Если учет податливости необходим, то применяются более сложные схематизации в виде систем с конечным или бесконечным числом степеней свободы. Как известно, числом степеней ~ свободы механической системы называется количество взаимно независимых координат, однозначно определяющих ее положение в пространстве. Обычно различают *дискретные* и *континуальные* системы. Первые имеют конечное число точек и соответственно их координат (степеней свободы). Континуальные, т.е. непрерывные (или сплошные) системы (стержни, пластинки, оболочки, объемные тела) имеют бесконечно большое число точек и степеней свободы. Движение дискретных систем описывается обыкновенными дифференциальными уравнениями, а континуальных - уравнениями в частных производных.



Рис. 1.1. Жесткое здание на скальном основание схематизируемое как абсолютно твердое тело

Разумеется, все реальные физические тела являются сплошными, т.е. в принципе должны были бы схематизироваться как континуальные системы. Однако для решения инженерных задач часто могут применяться и более простые схемы. Их сложность зависит от соотношения Динамических характеристик конструкции и воздействия, характера искомых результатов, а также от имеющихся в наличии вычислительных средств и программного обеспечения. Например, для расчета колебаний здания при относительно низкочастотном динамическом воздействии (сейсмическом, ветровом и т.п.) может быть

применена достаточно простая схема с небольшим числом степеней свободы. Однако использование такой схематизации для расчета колебаний при высокочастотном возмущении (например, воздействие воздушной взрывной волны, удар в здание АЭС самолета и т.п.) приведет к "потере" реакции сооружения на высоких частотах, которая часто и представляет наибольший интерес. Неприменима подобная упрощенная схема и для нахождения внутренних усилий в констструкции. Таким образом, одна и та же конструкция при решении разных задач может схематизироваться по-разному. Следует подчеркнуть, что иногда разумно выбранная простая расчетная схема может дать лучший результат, чем сложная. Выбор оптимальной схематизации зависит от опыта и интуиции инженера-расчетчика и в значительной мере является искусством.



Р и с 1.2. Примеры схематизации конструкций в виде систем с одной степенью свободы

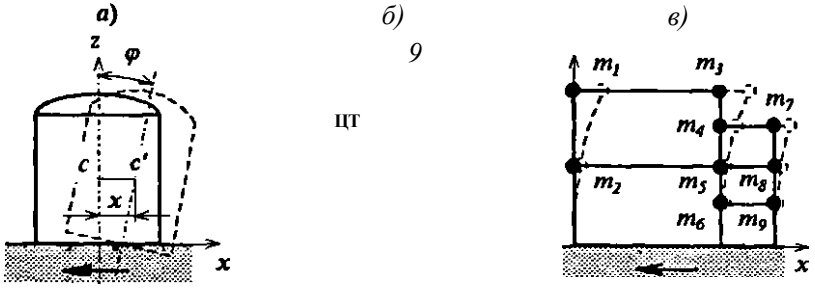
а) здание типа пакгауза и его расчетная схема при горизонтальном сейсмическом возмущении; б) симметричное здание и его расчетная схема при вертикальном сейсмическом возмущении; в) теплообменник на упругой опорной конструкции при вертикальном сейсмическом возмущении (прямолинейные колебания); *г)* теплообменник на упругой опорной конструкции и его расчетная схема при горизонтальном сейсмическом возмущении (угловые колебания)

Общие принципы составления механических моделей можно найти в книге [37]. Ниже приведены примеры схематизации конст-

рукций различной сложности при сейсмическом воздействии (более подробно такие примеры будут рассмотрены в 5 главе).

Абсолютно твердое тело (рис. 1.1). Так в определенных случаях может быть представлено, например, очень жесткое монолитное здание на крепком скальном основании или жесткое оборудование (скажем, шестеренный насос на перекрытии здания).

Линейный осциллятор (рис. 1.2). Так называется простейшая упругая система с одной степенью свободы ("масса на пружине"). Она имеет особое значение в теории сейсмостойкости, так как анализ ее колебаний служит основой для расчета более сложных динамических систем. В то же время, несмотря на простоту, эта расчетная схема часто может быть использована и дня реальных сооружений и систем. Например, на рис. 1.2,*а* изображено здание типа пакгауза, которое можно схематизировать как показанный рядом осциллятор. "Пружиной" в данном случае служит жесткость колонн, а масса равна сумме масс фермы, кровли и части ограждающих конструкций (часто берут массу половины высоты стен). Другой пример представлен на рис. 1.2,б: колебания симметричного здания на податливом основании при вертикальном сейсмическом возмущении; здесь роль "пружины" играет упругость основания. Как линейные осцилляторы могут также быть рассмотрены теплообменники на рис. 1.2,в (координата z) и 1.2,г (координата ф), поскольку в силу симметрии для первого из них не возбуждаются горизонтальные, а для второго - вертикальные колебания.



* о (0

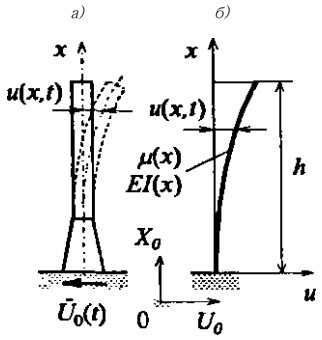
Р и с 1.3. Примеры схематизации конструкций в виде систем с п степенями свободы

а) колебания симметричного здания в плоскости симметрии при горизонтальном сейсмическом возмущении (две степени свободы); б) колебания ассимметричного здания при горизонтальном сейсмическом возмущении (три степени свободы - *x, z* и *ф*)\ *в*) система с л степенями свободы (машинный зал АЭС с деаэраторной этажеркой)

Дискретная система со многими степенями свободы (рис. 1.3). На рис. 1.3,а изображено жесткое симметричное здание на упругом основании (например, реакторное отделение АЭС). Как показано в

последующих разделах, при горизонтальном сейсмическом возмущении его вертикальные колебания не возбуждаются, и оно может рассматриваться как система с двумя степенями свободы (координаты *x* и <p). Если здание имеет плоскость симметрии, но центр тяжести не лежит над центром жесткости основания, то при горизонтальном возмущении будут возбуждаться также и вертикальные колебания, и такая система имеет три степени свободы (рис. 1.3,6, координаты x, *z* и <*p).* В общем случае, при полном отсутствии симметрии такое здание имеет шесть степеней свободы (перемещения по трем осям и повороты относительно них).

Еще один пример показан на рис. 1.3,в: система с девятью степенями свободы* схематизирующая машинный зал АЭС. Наконец, дискретные системы, иногда с очень большим числом степеней свободы, получаются после применения той или иной процедуры дискретизации (например, метода конечных элементов - МКЭ) к континуальным системам.



р и с. 1.4. Пример схематизации конструкции в виде континуальной расчетной схемы:
а) вентиляционная труба; б) расчетная схема в виде стержня

Континуальные системы. Вентиляционную трубу на рис. 1.4 можно считать консольным стержнем. Как пластинки могут рассматриваться, например, перекрытия и стены зданий, затворы бассейнов и т.п.

Если При изучении колебаний механической системы потери энергии не учитываются, то система называется *консервативной*, а в противном случае - *неконсервативной* или *диссипативной.*

Ниже рассмотрены методы расчета колебаний механических систем различной сложностиости.

1.2. Свободные и вынужденные колебания линейного неконсервативного осциллятора

Прежде всего рассмотрим прямолинейные малые колебания массы т на пружине с жесткостью к (например, здания на рис. 1.2,а). Предположим, что помимо упругой реакции опор на массу действует сила неупругого сопротивления, которое вызываетет потери энергии системы. Для наименования этого явления используются несколько равноправных терминов: *демпфирование, затухание, трение, диссипация энергии, рассеяние энергии*. Простейший (и наиболее часто применяемый) закон сопротивления - сила, пропорциональная скорости *(вязкое затухание* или *затухание по Фойгту-Кельвину).* Такая система называется *линейным неконсервативным осциллятором*. Будучи выведен из положения равновесия, он совер-

шает свободные затухающие колебания, описьшаемые дифференциальным уравнением[1]

$$/\text{ях}+£x+Ax = 0. \qquad (1.1)$$

После деления на т уравнение приводится к виду

$$x+x+o^{2}x = \mathbf{O}, \qquad \mathbf{(1.2)}$$

где *со - собственная круговая частота системы без затухания*, рад/с:

$$® = Д_{\backslash m} ; \qquad 0\text{-}3)$$

С- безразмерный коэффициент демпфирования:

$$\hat{} \quad 2\,\text{сот} \quad 2\,\text{Jkm} \qquad \hat{} \ \hat{}$$

Если £<1, то, проинтегрировав уравнение (1.2) с начальными условиями $x(0) = x_0$; $x(0) = x_0$, получим следующее решение, описывающее затухающие свободные колебания:

$$x = e^{\,\text{ł}}\,[\,\hat{}\,x_0\ Q0SC0_D t + \underset{G>D}{\ \ *}\text{sine?}_D\text{n}. \quad)} \qquad (1.5,\text{a})$$

Его можно переписать в виде:

$$x = A\,e^{*\,\text{т}\,1}\sin(\&_D t+a), \qquad (1.5,6)$$

где $со_D$ - круговая частота с учетом затухания:

$$со_D = G)\,f\Gamma - p"; \qquad (1.5,\text{в})$$

А - амплитуда:

$$\mathbf{V} \qquad °>D$$

а - начальная фаза:

$$G>D*o$$

[1] Напомним, что все величины в уравнении должны быть выражены *в одной и той же системе единиц.* Во избежание ошибок рекомендуется здесь и во всех последующих формулах задавать *массу* в кг; *время* в с; *длину* в м; *силу* в Н; *напряжения (давление)* в Па=Н/м^2. Тогда размерность *жесткости к при прямолинейных колебаниях* - Н/м, а *коэффициента диссипации Ь* - Нс/м.

При £=0 колебания являются чисто синусоидальными *(гармоническими)*.

Угловые колебания линейного осциллятора (рис. 1.2,г) описываются уравнением, аналогичным (1.1):

$$1оФ^{+}Ьф+к_{9}ф = 0, \qquad (1.6)$$

где /о - момент инерции тела относительно оси поворота; $к_9$ - жесткость опорной конструкции при повороте[1]. После деления на /о это уравнение приводится к виду, аналогичному (1-2):

$$Ф+гСв>Ф+о)^{2}<р = о, \qquad (1.7)$$

где собственная круговая частота

$$\omega = \sqrt{\frac{k_\varphi}{I_0}}, \qquad (1.8)$$

а коэффициент демпфирования

$$С = — = - Д = . \qquad (1.9)$$

Круговая частота *со* показывает темп колебаний, который может также измеряться числом циклов в секунду /, Гц, а также продолжительностью цикла или периодом Г, с. Эти три величины связаны между собой соотношениями

Как видно, при £=1 частота $со_D$-0, т.е. масса апериодически стремится к положению равновесия. Таким образом, это значение £ представляет собой пороговый уровень демпфирования, начиная с которого движение осциллятора перестает быть колебательным, и поэтому его называют *критическим затуханием*. Оно соответствует значению коэффициента демпфирования в уравнении (1.1)

Часто затухание в системе задают в долях или процентах от критического *(относительное затухание)*. В строительных конструкциях и оборудовании относительное затухание обычно составляет малые доли критического[2], т.е. (такие системы иногда называют недодемпфированными). В этом случае $со_D$^со.

Кроме относительного затухания £ применяются и иные количественные характеристики потерь энергии. Наиболее часто ис-

[1] *Момент инерции тела* имеет размерность кгм^2, а *жесткость при повороте* - Н-м (размерность момента).

[2] Величины затуханий в конструкциях различного вида даны в п. 5.4

пользуют *логарифмический декремент колебаний 6,* равный натуральному логарифму отношения двух последовательных максимальных отклонений массы осциллятора в одну сторону, и *коэффициент поглощения цг,* представляющий собой отношение количества энергии, рассеиваемой за один цикл, к ее полному количеству перед началом цикла. Эти характеристики связаны соотношениями

$$\text{(ОН)}$$

$$^2 \quad \text{vi-<r}^2$$

При обычных малых значениях относительного затухания £»2я£

Как видно из (1.3), (1.4), (1.8) и (1.9), собственная частота и коэффициент демпфирования зависят только от свойств самой системы (массы или момента инерции, жесткости, потерь энергии), но не зависят от начальных условий, т.е. от того, как именно система выведена из положения равновесия. Таким образом, они являются параметрами самой системы (именно поэтому частота и называется *собственной*). Напротив, амплитуда и начальная фаза не могут рассматриваться как параметры системы, поскольку зависят от начальных условий.

Отметим, что указанное свойство частоты присуще только линейным системам, движение которых описывается линейными дифференциальными уравнениями. Если же система нелинейна (например, ее жесткость зависит от перемещения, или затухание пропорционально скорости не в первой степени, и т.д.), то хотя она также может совершать периодическое движение, но частота будет зависеть от начальных условий, т.е. ее уже нельзя рассматривать как параметр самой системы. Поэтому в данном случае обычно говорят не "собственная частота", а "частота свободных колебаний".

Если масса совершает *вынужденные* колебания под действием силы F(r) (<*силовое возмущение*), то ее перемещения описываются уравнением

$$mx+bx;+kx = F(t)_1 \qquad (1\text{-}12)$$

которое после деления на массу приводится к виду

$$= \qquad (1.13)$$
$$m$$

Его общее решение при нулевых начальных условиях можно записать в виде следующего *интеграла Дюамеля:*

$$x(t) = \frac{\text{J}}{m\sigma_D}\int_0^t \text{F}(\text{r})<\text{T}^{\wedge('\text{-}^{\text{T}})} \sin[o_D(t-r)]dr. \qquad \text{(О-}^{14}\text{)}$$

При землетрясении основание движется с ускорением $X_0(t)$, и на массу действует переносная сила инерции $F(t) = -mX_0(t)$ *(кине-*

матическое возмущение) Подставив ее в (1.13), получим дифференциальное уравнение *относительных* перемещений массы в системе координат xOz, связанной с основанием (см. рис. 1.2,а):

$$x+2£ояс+o^2 x = -X_0(г). \qquad (1.15)$$

Его решение получим, подставив $F(t)$ в (1.14):

$$x(0 = -\text{—}\backslash x_0(m)\, e - \& « -^{m)} \sin[o>_D(t - r)]dr. \qquad O•^{16})$$

При вьшолнении сейсмических расчетов часто требуется знать *абсолютное* ускорение массы $x_a = x+X_0$. Продифференцировав (1.16), получим, что при обычных малых значениях £ справедливо

$$K \qquad O-^{17})$$

Уравнение угловых колебаний тела с массой т и моментом инерции относительно оси поворота /о, вызванных прямолинейными сейсмическими колебаниями оси (рис. 1.2,г), имеет вид

$$1_0ф+Ьф+к_р<p = -mt^XS). \qquad 0\text{-}18)$$

где Лцг - высота центра тяжести; в правой части стоит момент относительно оси, создаваемый переносной силой инерции, приложенной в центре тяжести тела. После деления на /о получим

$$ф+гСаф + c)^2<p = -(mf^/l^Xoit). \qquad (1.19)$$

Введем новую переменную

$$x = pp_0 \ , \qquad (1.20)$$

где $p_0 = Jljm$ (эта величина называется *радиусом инерции* тела). Тогда дифференциальное уравнение (1.19) преобразуется к виду

$$*+20иг+<Л: = -(A^/poKoW- \qquad (1.21)$$

Оно описывает линейные перемещения точки тела, удаленной на расстояние p_0 от оси поворота, и отличается от уравнения (1.15) только множителем в правой части.

Практически законы перемещений (или скоростей, ускорений) осциллятора можно найти, вычислив интегралы (1.14) и (1.16) в последовательные моменты времени г. Для получения достаточной точности решения шаг по времени А*г* должен быть в несколько раз

[1] Ниже везде предполагается, что сейсмическое движение основания является поступательным.

меньше периода синуса в подинтегральной функции T_D-2nlo)$_D$ [обычно принимают Ar^7V(8+10)]. Но закон сейсмических ускорений основания $X_Q(t)$ задается "цифровкой" (см. п. 2.4.5), т.е. таблицей значений с определенным шагом. При вычислении интеграла должен быть использован меньший из двух шагов - цифровки и указаного выше At (см. пп. 4.3 и.4.4).

Решение можно также найти путем пошагового интегрирования дифференциальных уравнений (1.12), (1.15) или (1.21) каким-либо численным методом (Рунге-Кутта, Ньюмарка, Вильсона и др.). Для получения достаточной точности шаг интегрирования также должен удовлетворять изложенному выше требованию (даже в случае использования неявных методов, сходимость которых обеспечена при любом шаге).

1.3. Свободные и вынужденные колебания дискретных систем

Свободные колебания линейной системы с *n* степенями свободы без рассеяния эндэгии (рис. 1.3), а также континуальных или комбинированных систем после применения к ним той или иной процедуры дискретизации описываются системой обыкновенных дифференциальных уравнений

$$[Лф\}+[*]\{«\} = \{0\}, \qquad (1.22)$$

где {и} - вектор-столбец перемещений (размерность лх1); $[M]$ и [К\ - соответственно матрицы масс и жесгкостей (лхл).

Динамическими характеристиками таких систем являются *собственные частоты* и *собственные формы* (или *моды),* смысл которых можно объяснить следующим образом.

При произвольных начальных условиях

$$МО)\} = \{"о\}; \qquad \{*(0)\} = \{и_о\} \quad . \qquad (1.23)$$

т.е. если система выведена из положения равновесия произвольным образом, то она будет совершать свободные колебания, в процессе которых каждая из степеней свободы движется по закону, отличающемуся от синусоидального. Но существуют такие начальные условия, при которых колебания по всем степеням свободы будут гармоническими, причем с одной и той же частотой. Очевидно, что при этом в любой момент времени между координатами системы сохраняются одни и те же соотношения (говорят, что не изменяется '"конфигурация" системы). Число таких конфигураций и соответствующих им частот равно порядку системы (т.е. вектора перемещений {«}). Для *j*-й конфигурации этот вектор имеет вид:

$$\{ну\}^{=}\{ф]Ь \sin ojt, \qquad (1.24)$$

[г]Де {<*} - вектор амплитуд, который называется *j-й собственной формой* (или *j-й модой);* соответствующая круговая частота *о)j* на-

зывается *j-й собственной частотой*Подставим (1.24) в (1.22), и поскольку sin&jt не равен тождественно нулю, вектор является решением однородной системы алгебраических уравнений

$$= \qquad \text{0-25)}$$

Как известно, это решение не равно тождественно нулю (что означало бы отсутствие перемещений) только при условии равенства нулю детерминанта системы

$$\det([K]-w*[A/]) = 0, \qquad (1.26)$$

(здесь det обозначает детерминант матрицы в круглых скобках). Из этого равенства находят собственные частоты o)j.

Часто его переписывают в одной из следующих двух форм:

$$det([^]-^^2[£]) = 0, \qquad (1.27,a)$$

где И И Л ^ И , или

$$^{det}(и-^мЬ \qquad (1\text{-}27,6)$$

где [B]=[A][A^]. Здесь [Л]=[X][1] - матрица податливостей; *[E* - единичная матрица. Из уравнения (1.27,а) находят квадраты собственных частот[2], а из (1.27,6) - величины, обратные квадратам.

Подставив полученные собственные частоты o)j в систему уравнений (1.25) и решив ее, найдем соответствующие собственные формы Но равенство (1.26) означает, что одно из уравнений этой системы является линейной комбинацией остальных, т.е. фактически для нахождения п неизвестных мы располагаем только л-1 уравнением. Поэтому одну из неизвестных (т.е. одну из компонент вектора {ф/}) можно принять произвольной, а остальные выразить *через* нее. Таким образом, собственные формы определяются *с точностью до постоянного множителя* (т.е. вектор с{ф£, где *с* - произвольная константа, также является собственной формой). Они удовлетворяют следующим двум *условиям ортогональности:*

[1] Отмстим, что при колебаниях системы по *j*-й собственной форме для определения ее положения в пространстве достаточно задать только какую-нибудь одну координату, а остальные могут быть найдены через соотношения между координатами. Это означает, что в процессе таких колебании система имеет *одну* степень свободы.

[2] Число $<o^2$j называют собственным числом матрицы *[A], {<p_j}* - ее собственным вектором, а эти величины в совокупности - ее собственными значениями.

$$\backslash_2 \quad {}^{\text{п}}\text{Р}^{\text{и}} \qquad (1.28)$$
$$Л \quad \text{при} \quad J = k\text{-}$$

$$\text{О} \qquad \text{при} \quad j \pm k\backslash \qquad (1.29)$$
$$\overset{л}{V}\boldsymbol{j}\backslash P\boldsymbol{j}\backslash\backslash \qquad \text{при} \quad / = *,$$

где $\backslash m = \text{W j i}^{\text{T}} \text{№ M j}\}$ - число, называемое квадратом нормы вектора {фу}\ верхний индекс "Г' обозначает транспонирование матрицы. Иногда при вычислении собственных форм постоянные множители задают так, чтобы $\|<fy\|^2 = 1$ (*нормируют* векторы).

Определение собственных частот и форм при $n>2$ связано с трудоемкими вычислениями и обычно производится с помощью компьютера, для чего разработаны стандартные методы, излагаемые в курсах вычислительной математики; их рассмотрение выходит за рамки настоящей книги. Однако для системы с двумя степенями свободы собственные частоты и формы можно найти без применения компьютера по приведенным ниже формулам.

Обозначим элементы матрицы *[A]* в формуле (1.27,а) так:

$$\text{и} = \text{Ь} \quad \text{ч}$$
$$\text{К} \quad «22\text{J}$$

Тогда

$$co\boldsymbol{1,2} = \quad 1 + «22 + \text{V}({}^{\text{Q}}4 \sim {}^{\text{a}}22)^{2+4}«21«12\,\text{j} \bullet \qquad (1\text{-}30)$$

Если в равенстве (1.27,6) обозначить элементы матрицы [В] так:

$$\text{^} \qquad \text{a-}$$

то собственные частоты можно найти из выражения

$$\text{-}4\text{-} = \qquad +Ь_{22} \pm J(b_n - ь_{г2})^2 + 4Ий\&_{12}]. \qquad (1.31)$$
$$\text{О})_{\text{I}>2} \quad £\,\text{L} \qquad \text{J}$$

Элементы векторов собственных форм

связаны соотношениями

$$*\text{ц} \qquad \begin{matrix} o^2\{ — a,. \\ a,_2 \end{matrix} \quad \begin{matrix} л\,. \\ aTj\text{-}aa \end{matrix} \quad > \qquad (1\text{-}32)$$
$$^1\sim Ф,л$$

или

$$0/2 \quad \frac{(1/*,)^2 - *_{,,}}{7} \quad \frac{ft,}{\Phi JI - 7\,7 - T\,2} \quad \bullet \qquad (1.33)$$

Здесь для ^-l можно принять произвольные значения, например, равные единице. Произвольность фр и показывает, что собственная форма определяется с точностью до постоянного множителя. Кроме того, соотношения (1.32)-(1.33) не зависят от времени, что является математическим выражением отмечавшейся выше неизменности "конфигурации" системы при ее колебаниях по любой из собственных форм. При численных расчетах, во избежание ошибок округления, рекомендуется из двух соотношений в правых частях (1.32) и (1.33) использовать то, у которого больше разность в числителе (знаменателе) дроби.

Собственные частоты и собственные формы системы зависят только от распределения ее масс и жесткостей (матриц [М] и [К]), но не от начальных условий. Поэтому они являются характеристиками самой системы.

Перейдем теперь к рассмотрению *вынужденных колебаний* линейных дискретных систем. При использовании затухания по гипотезе Фойгта-Кельвина колебания такой системы описываются системой обыкновенных дифференциальных уравнений:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\}, \qquad (1\text{-}34)$$

где [С] - матрица диссипации энергии; (F(r)} - вектор нагрузки.

В случае кинематического (сейсмического) возмущения в качестве нагрузки выступают переносные силы инерции, и (1-34) преобразуется к виду

$$[M]\{й\} + [c]\{и\} + [*]\{*\} = \sim[M]\{j_x\}X_0\{t), \qquad (1.35)$$

где *{u}* - вектор *относительных* перемещений (в системе координат, связанной с основанием - см. рис. 1.3,в); $\{J_x\}$ - вектор, компонентами которого являются косинусы углов между направлениями перемещений по степеням свободы и вектором ускорения основания. В частности, компонента вектора $\{J_x\}$ равна ±1, если перемещение по данной степени свободы является линейным и его положительное направление соответственно совпадает или противоположно положительному направлению ускорения основания; эта компонента равна нулю, если они перпендикулярны, а также если данная координата системы является угловой. Когда возмущение $X_0(t)$ направлено по одной из глобальных осей, компонентами вектора $\{J_x\}$ являются направляющие косинусы соответствующих степеней свободы относительно этой оси.

Если одновременно учесть три компоненты сейсмических ускорений основания $X_0(t)$, $Y_Q(t)$ и $Z_0(t)$, то (1.35) перепишется в виде:

$$[мЩ +[C]\{и\} +[*]\{*\} = \sim[M](\{J_x\}X_0(t) + \{jJy_o(0 +\{Л\}\hat{}o(0). \quad (1.35,а)$$

где компоненты векторов $\{J_x\}$, и $\{J_z\}$ определяются так же, как описано выше. Поскольку система уравнении линейна, ее решение является суммой решений систем, соответствующих независимому возмущению по каждой из компонент, т.е. аналогичных (1.35). Поэтому в дальнейшем речь будет идти только об этой системе.

Решение всех рассмотренных систем дифференциальных уравнений может находиться методами прямого пошагового интегрирования, которые изучаются в курсах вычислительной математики.

В случае *линейной* системы часто используется другой способ решения - *разложение движения по собственным формам* (или *модальная суперпозиция)*[1]. Продемонстрируем эту процедуру на примере уравнения (1.35). Решение отыскивается в виде

$$M=£(<*,\}<?,(\text{'}), \qquad 0.36)$$

где *n* - число степеней свободы системы; *g/t) - нормальные* или *обобщенные* координаты (неизвестные пока функции времени[2], подлежащие определению). Подставим (1.36) в (1.35) и домножим слева на вектор $\{4>i)^T\backslash$

(1.37)

Будем предполагать, что для матрицы диссипации [С] выполняется условие ортогональности, аналогичное условиям (1.28) и (1.29):

$$M^T Ш = \{_2 \quad {}^0{}_{i2} \quad \text{п р и } \text{'} * /_{i=j-} \qquad 0.38)$$

Тогда, в силу (1.28), (1.29) и (1.38), для всех tej уравнения обратятся в нуль, а для нахождения единственной оставшейся координаты *qj(t)* получим дифференциальное уравнение

$$\text{ч}^{+2\wedge} >\text{мч}+\text{»ыч}=\text{-mvjw*.co.} \quad (139)$$

Подчеркнем, что суперпозиция (т.е.наложение) решений возможна только для линейных систем. О решении нелинейных систем будет кратко сказано в конце данного пункта.

[2] Обращаем внимание читателя иа то, что здесь координата - это *функция времени*, а не пространственное положение точки, как это обычно понимают.

Таким образом, вместо связанной системы дифференциальных уравнений мы получаем п независимых уравнений.

По смыслу функции *q /f)* и ее производных в уравнении (1-39) его коэффициенты часто именуют так [сравни с (1.1)]:

у-я *модальная* (или *обобщенная) масса*

у-я *модальная жесткость*

j-и модальный коэффициент диссипации энергии

$$\&;=2£,4*,||^2. \qquad (1.42)$$

Разделив (1.39) на , получим

$$\mathbf{9, + 2\,C/o\ flj + a)_{qj} = -\Gamma,*_0(0,} \qquad \mathbf{(1.43)}$$

$$\text{г . М № 1} \qquad (1.44)$$

Как можно видеть, (1.43) отличается от уравнения колебаний осциллятора (1.15) только множителем Г, в правой части, масштабирующим воздействие. Он называется *модальным коэффициентом участия* и показывает, какой вклад вносит у-я собственная форма в общий отклик системы (например, если iy=0, то это означает, что колебания по данной собственной форме не возбуждаются).

Введем новую функцию посредством соотношения

$$qj(t) = TjSj(t) \qquad (1.45)$$

и подставим ее в (1.43). Тогда для ее нахождения получим дифференциальное уравнение, уже полностью аналогичное (1.15) (подчеркнем, что (0 и *9$_y$ (0 - это *относительные* перемещение, скорость и ускорение). Возвращаясь к формуле (1.36), получим

$$\succ\!\!=\!\!\mid$$

где использовано обозначение

$$\text{КН^К-} \qquad \text{<}^{\text{Ь7}}\text{>}$$

В сумме (1.46) у-й член - это вектор модалыых перемещений.

Между векторами и вектором $\{J_x\}$ существует соотношение

которое в дальнейшем будет использоваться для оценки точности сейсмических расчетов. Оно доказывается следующим образом.

Примем *{фу}* за базисные векторы и разложим по ним *{J_x}:*

№

Для нахождения коэффициентов Су воспользуемся тем же приемом, что и при разложении уравнения (1.35), а именно, домножим слева обе части (1.49) на {фу} [М]:

В силу условия ортогональности (1.28) все члены, для которых ЬУ, обращаются в нуль, а из единственного оставшегося члена находим, что с/=Гу. Подставив найденные коэффициенты в (1.49), получим

W = t r > ,) , O »)

что с учетом (1.47) эквивалентно равенству (1.48).

Для определения сейсмических инерционных нагрузок на сооружение необходимо знать *абсолютные* ускорения его точек. Их вектор равен: {йв(0} = {«(')} + *{J_x}X_0(0* - с учетом (1.46) и (1.47),

{«.(')} = £{*,•}[«j(0+*o(o]- -51>

Сумма функций в квадратных скобках - это абсолютное ускорение, отвечающее у-й собственной форме и вычисляемое по формулам (1.16) и (1.17). Обозначим его ff^t):

^ (0 = ^ (0 + ^0(0- (1-52)

Тогда окончательно имеем

J=1

Использование метода модальной суперпозиции позволяет вместо интегрирования связанной системы дифференциальных уравнений выполнять значительно более простое интегрирование независимых уравнений. При этом, если воздействие является низкочастотным (например, землетрясение, ветер, и т.п.), в суммах (1.46) и (1.58) можно учитывать лишь несколько первых слагаемых, так как

вклад высших собственных форм незначителен. Это является главными преимуществами данного метода. При высокочастотном возмущении эти преимущества не столь очевидны из-за сложности определения высших собственных форм, особенно для систем высокого порядка, а потому здесь часто отдается предпочтение прямым пошаговым методам интегрирования. Кроме того, напомним, что разложение системы связанных линейных дифференциальных уравнений на совокупность независимых возможно только в том случае, если матрица диссипации удовлетворяет условию ортогональности (1.38) (некоторые виды таких матриц приведены в п. 5.4).

Кратко остановимся на способах расчета нелинейных систем (нелинейно-упругих, упруго-пластических и т.п.). Эта задача может быть сведена к решению систем дифференциальных уравнений вида (1.35), в которых матрицы жесткостей и диссипации (а для геометрически нелинейных систем - и вектор нагрузок) зависят от значений компонент вектора перемещений {и}.

К нелинейным системам, в отличие от линейных, неприменим принцип суперпозиции решений, т.е. реакция системы на несколько одновременных воздействий не равна сумме реакций на каждое из них. Поэтому, скажем, при одновременном учете нескольких компонент сейсмического возмущения должно использоваться уравнение типа (1.35,а), а не (1.35).

Нелинейные системы не имеют собственных форм и частот (т.е. характеристик самой системы, зависящих только от распределения ее масс и жесткостей, но не от начальных условий). Таким образом, получить решение системы нелинейных дифференциальных уравнений путем разложения движения по ее собственным формам невозможно. Имеются, правда, специальные методы интегрирования, в которых это решение отыскивается в виде разложения по собственным формам некоторой другой, линейной системы. Однако чаще в этом случае используется прямое пошаговое интегрирование.

1.4. Свободные и вынужденные колебания континуальных систем

Колебания линейных континуальных систем (балок, пластинок, оболочек) описываются дифференциальными уравнениями в частных производных. Например, вынужденные поперечные колебания прямолинейной балки (рис. 1.4) с переменными по длине погонной массой /i(x), кг/м, и моментом инерции сечения /(x), м^4, при кинематическом возмущении, заданном движением опор поперек оси балки с ускорением , м/с^2, описываются уравнением

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left[EI(x)\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}\right]+\mu(x)\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}=-\mu(x)\ddot{U}_0(t), \qquad (1.54)$$

где ы(х,г) - поперечные перемещения балки, м (в данном случае они зависят как от координата х, так и от времени г); Е - модуль упру-

гости материала, Па. При свободных колебаниях правая часть (1.54) равна нулю. Способ закрепления концов балки (при x=0 и x=/, где / - длина балки) описывается краевыми условиями (для примера ниже они приведены для x=0):

- на свободном конце равны нулю момент и поперечная сила:

$$EI\frac{\partial^2 u(o)}{\partial x^2} = 0 \quad EI\frac{\partial^3 u(o)}{\partial x^3} \quad o; \qquad (1.55,a)$$

- в заделке равны нулю перемещение и угол поворота:

$$u(0) = 0 \quad \text{и} \quad \frac{\partial}{\partial x} = 0; \qquad (1.55,6)$$

- при шарнире равны нулю перемещение и момент:

$$u(0) = 0 \quad \text{и} \quad EI\frac{\partial}{\partial x} P = 0. \qquad (1.55, в)$$

Уравнение интегрируется при начальных условиях, задающих координаты и скорости точек балки в начальный момент времени:

$$u(xfl) = u_0(x); \quad \frac{\partial}{\partial} = \qquad (1.56)$$

При сейсмических колебаниях начальные условия обычно считают нулевыми (т.е. рассматривается движение из положения покоя).

Континуальные системы, как и дискретные, имеют собственные формы и частоты, но, в отличие от дискретных систем, их количество бесконечно, а собственные формы являются непрерывными функциями координат. В отдельных, простейших случаях они могут быть вычислены аналитически.

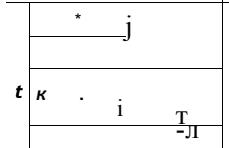
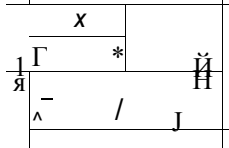
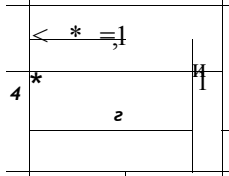
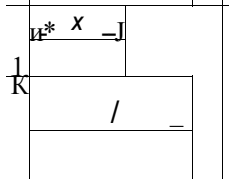
В частности, при поперечных колебаниях балки с постоянными погонной массой и жесткостью собственные круговые частоты (рад/с) равны:

$$A \qquad (1.57)$$

где к} - коэффициенты, зависящие от условий закрепления концов и номера собственной формы. Коэффициенты Aj, а также выражения для собственных форм и некоторых связанных с ними величин приведены в табл. 1.1.

Как и в случае дискретных систем, вынужденные колебания линейных континуальных систем при кинематическом возмущении могут вычисляться методом модальной суперпозиции. Для примера рассмотрим поперечные колебания балки с переменной погонной массой. Перемещения находят по формуле, подобной (1.36):

Таблица LL Динамические характеристики однопропетных балок

Условия закреп. ления концов	Собственные формы где $*xП	' А?		№ формы f	Л	Л,	г.
	sinArf	- sin	- cos4£	1 2 3 4 f	X 2* 3x 4* fx		1.2732 0 0.4424 0
	sinA<£- shAj£ + +i4,(chA,£-cosA|£), где shA,-sinA, chA, - cosA,	+i4,(chA<£ + cosA|£)	-cosA|£-chA|£ + +i4| (shA,£-sinA<£)	1 2 3 4 f	4.730 7.853 10.996 14.137 (2Ж)я/2	1.01781 0.99922 1.00003 1.00000	0.8152 0 0.3637 0
	chA/£ - cosAj£ + +i4j (sinA £ - shAj£), где chA(+ cosA, ' shA, + sinA(	chA,£ + cosAj£ - -A\ (sinAj£ + shA/£)	shAjf- sinA|£ + -i4,(cosA^ + ch A,£)	1 2 3 4 f	3.927 7.069 10.210 13.352 (4Ж)я/4	1.00080 1.00000 1.00000 1.00000	1.2304 -0.11697 0.4728 -0.0620
	sinA,£- shA,£ + +i4j (chAj£ - cosAj£), где j. _ shA, +sinA, chA(+cosA(	- + +i4j (chAj£ + cosAj£)	-cosA|£-chA(£ + +i4,(shA,£-sinAj£)	1 2 3 4 i	1.875 4.694 7.855 10.996 (2M)я/2	1.36222 0.98187 1.00078 0.99997	0.57485 0.44112 0.35454 0.1819

$$U(x, \mathbf{o} = \mathbf{!>,(*)\$,.(O,} \quad (1.58)$$

где $9j(t)$ - те же функции, что и в случае дискретной системы;

$$Vj(x) = r\,j\,;\,(\,x\,\backslash \quad (1.59)$$

где $\phi\{(x)$ - j-я собственная форма; - коэффициент ее участия:

$$\backslash_{и}(x)\phi,(x)cЬc \quad . \quad (1.60)$$

Значения коэффициентов для балок с постоянными массой и жесткостью даны в табл. 1.1.

Для функций $7]j(x)$ справедливо равенство, аналогичное (1.48):

$$!>/*>=1 \quad (1.61)$$

Оно выполняется для всех точек, кроме опорных, однако сходимость ряда тем хуже, чем ближе точка к опоре.

Абсолютные ускорения точек балки определяются на основании таких же соображений, что и для дискретной системы, и имеют вид

$$tf_e(x,0 = \quad 0\text{-}62)$$

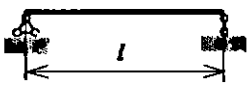
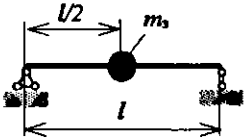
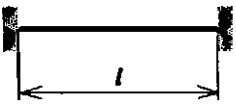
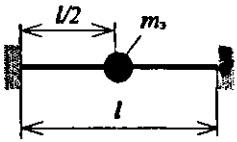
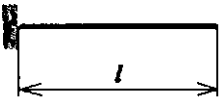
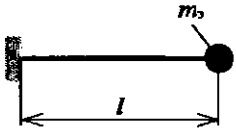
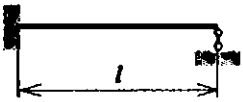
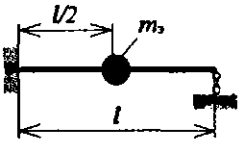
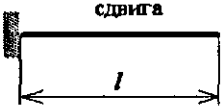
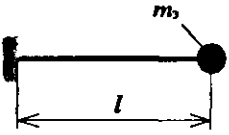
Аналогичные выражения могут быть получены и для более сложных континуальных систем (пластинок, оболочек), у которых перемещения и собственные формы являются функциями двух переменных. В этом случае интегрирование в формуле (1.60) выполняется по площади.

1.5. Приближенные методы вычисления собственных частот и форм

Предложено много приближенных методов вычисления собственных значений (частот и форм) упругих систем, позволяющих, в принципе, находить как первую, так и высшие собственные частоты и формы (см., например, [36, 37, 41, 53, 55] и др.). Заметим, однако, что большинство из этих методов было разработано еще до появления вычислительных машин, т.е. рассчитано на "ручной счет", и определение с их помощью высших собственных форм и частот является достаточно трудоемким. С появлением компьютеров были разработаны новые, "машинные" алгоритмы решения проблемы собственных значений, и сегодня для расчета высших

собственных форм и частот системы лучше всего воспользоваться какой-либо подходящей вычислительной программой.

Таблица 1.2. Эквивалентные одномассовые системы для вычисления первой собственной частоты однопролетных балок

Схема балки	Эквивалентная система	$k_э$	$m_э$
		$\frac{48EI}{l^3}$	$0.492m$
		$\frac{192EI}{l^3}$	$0.384m$
		$\frac{3EI}{l^3}$	$0.243m$
		$\frac{768EI}{7l^3}$	$0.461m$
Деформация чистого сдвига 		$\frac{GF}{f_{сд}l}$	$0.405m$

Обозначения: E - модуль упругости материала балки; G - модуль сдвига материала; I - момент инерции сечения; F - площадь поперечного сечения; $f_{сд}$ - коэффициент сдвига (табл. 5.1); т - масса балки

Но задача приближенного определения первой собственной частоты без применения компьютера не потеряла своей актуальности и в наши дни, так как это позволяет предварительно оценить характер поведения конструкции при динамическом, в частности - сейсмическом возмущении. Изложить здесь все имеющиеся методы невозможно (при необходимости с ними можно познакомиться в работах, указанных в предыдущем абзаце). В настоящей книге на

примере, описанном в п. 10.5.8, будут продемонстрированы только два из них - методы Релея и Донкерли.

Иногда при рассмотрении поперечных колебаний балки удобно заменить ее эквивалентной одномассовой системой, частота которой равна первой собственной частоте балки (см., например, схематизацию балки в п. 8.4.2 и моста крана в п. 10.5.7). В табл. 1.2 приведены формулы для вычисления эквивалентных масс m_3 и жесткостей κ_3 таких систем для балок с различными условиями опирания. Собственная частота вычисляется согласно (1.3).

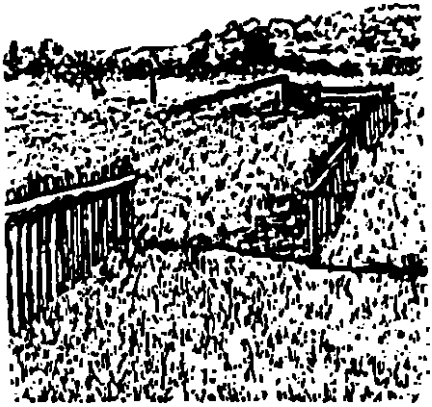
ГЛАВА 2

ИСХОДНАЯ СЕЙСМОЛОГИЧЕСКАЯ ИНФОРМАЦИЯ

2.1. Землетрясения и связанные с ними явления

Землетрясения происходят вследствие быстрого выделения в глубине Земли большого количества энергии, приводящего к распространению в земной коре сейсмических волн, которые и проявляются в виде сейсмических движений (колебаний) грунта. Наиболее разрушительные землетрясения, ощущаемые на больших территориях, происходят из-за тектонических смещений блоков земной коры по разломам. Сейсмические колебания могут также иметь и другие причины: взрывы, горные удары в подземных выработках, вулканическую деятельностью, движение транспорта и т.д., но такие колебания являются более слабыми и обычно ощущаются лишь на небольшом расстоянии от источника возмущения.

Колебания 1рунта вызывают инерционные сейсмические нагрузки на сооружения, определению и учету которых главным образом и посвящена настоящая книга. Однако землетрясение может сопровождаться и целым рядом побочных явлений, которые также необходимо принимать во внимание (прежде всего при выборе площадки строительства ответственного объекта), так как защита от них может потребовать значительных дополнительных затрат. Кратко рассмотрим эти явления.



Р и с. 2.1. Смещение по трещине над разломом Сан-Андреас (Калифорния) при землетрясении 1906 г. (ограда разорвана)

При сильных землетрясениях движение по глубинным тектоническим разломам может привести к *доходящему до поверхности разрыву грунтовой толщи*. В результате образуется трещина, "берега" которой взаимно смещаются по горизонтали и вертикали (рис. 2.1). Известны случаи, когда такие смещения достигали 4-6 м. Поскольку обеспечить целостность сооружения, под которым прошла подобная трещина, практически невозможно, строить ответственные объекты, прежде всего АЭС, непосредственно над сейсмически активными тектоническими разломами нельзя.

Для сооружений, располагающихся на берегах морей и озер, землетрясение может создавать опасности, связанные с затоплением. Так, сейсмические движения под дном океанов и морей (а также извержения подводных вулканов, перепады атмосферного давления) могут привести к образованию *цунами*[1] - длинной волны, способной перемещаться, не затухая, на огромные расстояния [43]. Известен случай, когда через сутки после землетрясения у берегов Чили вызванное им цунами обрушилось на Японские оспрова. В открытом море эта волна не ощущается, но при набегании на берег в зависимости от рельефа дна и береговой линии она может набрать высоту в десятки метров и разрушить все в прибрежной зоне. Такая волна изображена на гравюре знаменитого японского художника Хокусаи, воспроизведенной на рис. 2.2. Но даже если береговая волна не образуется, цунами приводит к затоплению прибрежных территорий, иногда на десятки километров в глубь суши, после чего вода, отступая, может смыть с них строения. Существуют методы прогнозирования цунами и уровня затопления. При выборе площадки для строительства объекта следует либо расположить его за пределами зоны затопления (что предпочтительно), либо принять необходимые инженерные меры для защиты от цунами.

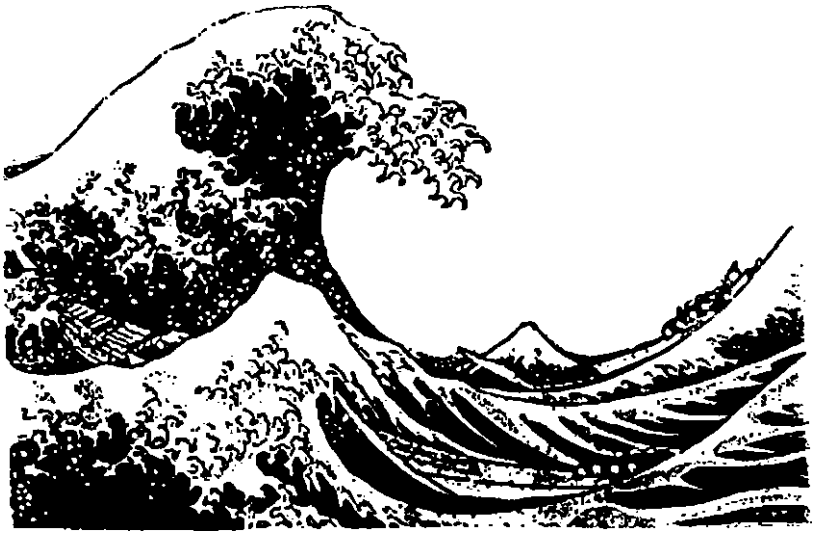


Рис. 2.2. К. Хокусаи. "Большая волна у Канагавы"

В замкнутых водоемах (озерах, водохранилищах, заливах) иногда возникают *сейши* - колебания воды с большими амплитудами. Их причиной являются сейсмические колебания, вызванные ими

[1] В переводе с японского "цунами" означает "большая волна в гавани".

обрушения в воду больших масс грунта. Кроме того, сейши, как и цунами, могут вызываться вулканической активностью, а также резким изменением атмосферного давления над одним из краев водоема, штормами, ураганами и т.п. В зависимости от рельефа берега выплеск воды при сейшах достигает десятков, а иногда и сотен метров. Так, 9 июля 1958 г. в бухте Литуя на Аляске произошел вызванный сейсмическим толчком сход лавины в воду. Поднявшаяся волна выплеснулась более чем на 500 м в высоту. Защита от этой угрозы такая же, как от цунами: достаточно удалить объект от воды или защитить его соответствующими сооружениями.

В прибрежных районах рек, озер, морей возможна береговая эрозия и медленное вертикальное опускание морского берега. По российским нормам [29] площадка непригодна для строительства АЭС, если скорость опускания больше 10 мм в год.

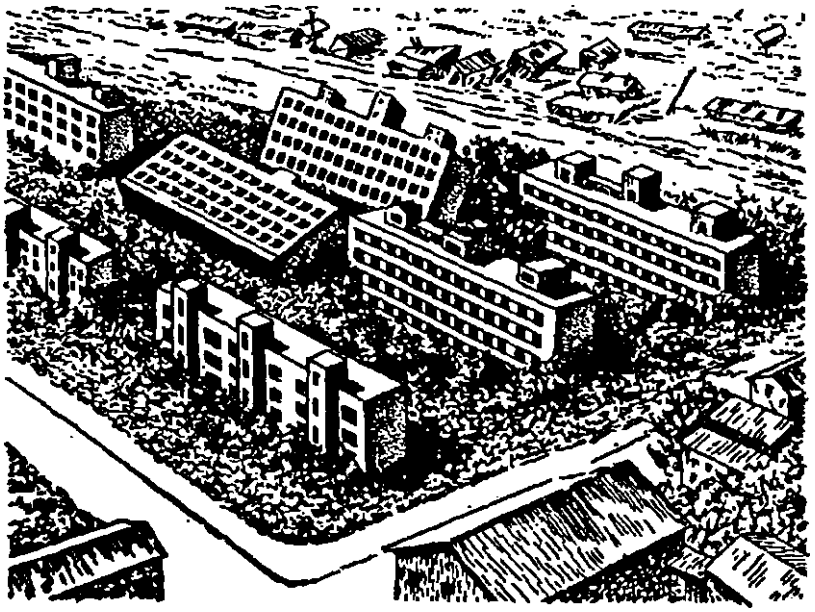


Рис. 2.3. Повреждение зданий из-за потери несущей способности грунта

Имеется целый ряд сопряженных с землетрясением опасностей, выражающихся в потере несущей способности и осадках основания, неустойчивостью откосов и т.п.

Так, прохождение сейсмических волн может приводить к *разжижению водонасыщенных несвязных грунтов*. Это явление объясняется нарушением контактов между частицами твердого скелета грунта из-за повышения давления в поровой воде, вследствие чего грунт теряет несущую способность или даже растекается, как тяжелая жидкость. На рис. 2.3 показаны последствия землетрясения в

г. Ниигата (Япония): из-за потери несущей способности грунта дома получили осадку и накренились. Это особенно опасно для атомных станций, поскольку на их крен накладываются весьма жесткие ограничения по условиям работоспособности реактора. Для предотвращения разжижения потенциально опасные грунты уплотняют, дренируют, пригружают и т.д.

Опасно разжижение не только грунтов непосредственно под самими сооружениями, но и расположенных поблизости намывных территорий, дамб, хранилищ и т.п. Примером потенциально опасных объектов могут служить так называемые "хвостохранилшца" горнообогатительных фабрик: это измолотая в пудру порожняя порода ("хвосты" производства), которую транспортируют в виде пульпы и намывают в специальные объемы (например, заполняют ими горное ущелье). При правильном режиме хранения вода из них успевает отфильтровываться, и хвостохранилшце устойчиво. Но известны случаи, когда при землетрясении происходило разжижение водонасыщенных хвостов, в результате чего огромные территории оказывались залиты жидкой грязью.

При неблагоприятных геологических условиях, а также в результате деятельности человека возможны как не связанные с землетрясением, так и спровоцированные им *осадки грунта* и даже образование *провалов*. Такая опасность существует, если под землей имеются карстовые полости, размываемые соляные отложения, наклонное напластование пород (особенно водонасыщенных), тоннели, шахты, производится извлечение больших количеств полезных ископаемых (например, способом размыва), откачка приповерхностных вод и т.д.

Землетрясение может сопровождаться *обрушением откосов, горными обвалами, сходом снежных лавин, образованием селей* (мощных грязевых потоков по горным ущелиям).

При проектировании АЭС необходимо также учитывать опасность *разрушения землетрясением других сооружений и промышленных предприятий,* расположенных поблизости. Так, если станция возводится на берегу реки, следует проанализировать возможность прорыва плотин и дамб выше и ниже по течению: в первом случае это чревато затоплением АЭС, а во втором - потерей ею водоснабжения, что недопустимо с точки зрения безопасной работы реактора (см. гл. 3). Если будут разрушены находящиеся поблизости химические предприятия, хранилища жидкого топлива, взрывчатых веществ, нефте- и газопроводы и т.п., то это чревато выбросами токсичных веществ, взрывами, пожарами и прочими событиями, угрожающими безопасности станции. При необходимости строительства здесь АЭС может потребоваться реконструкция таких предприятий с целью повышения их сейсмостойкости.

В заключение данного параграфа отметим, что хотя от всех названных выше неблагоприятных факторов, кроме поверхностных разрывов основания, в принципе можно защититься посред-

t

ством соответствующих инженерных мероприятий, но это значительно повысит стоимость строительства и эксплуатации объекта. Поэтому решение о том, организовывать ли такую защиту, или лучше перенести площадку строительства, следует принимать на основе технико-экономического сопоставления вариантов.

2.2. Характеристики силы землетрясения. Сейсмические шкалы

Для проектирования сейсмостойких сооружений необходимо прежде всего располагать достоверными количественными характеристиками сейсмических движений грунта, которые можно получить только на основе записей реальных землетрясений.

Получение таких записей представляет собой предмет *сейсмометрии*. Не развитие имеет длинную историю. Устройства, отмечавшие сам факт землетрясения, создавались еще в древности, но только в XIX веке в Италии, Германии, Англии появились первые маятниковые сейсмомегхры с фотографической фиксацией колебаний грунта. Их точность, однако, была невелика. Существенный прогресс был достигнут в начале нашего века, когда директором Главной геофизической обсерватории в Санкт-Петербурге кн. Б.Б. Голицыным был предложен гальванометрический способ регистрация сейсмических колебаний, что позволило, наконец, получить достаточно хорошие записи реальных землетрясений.

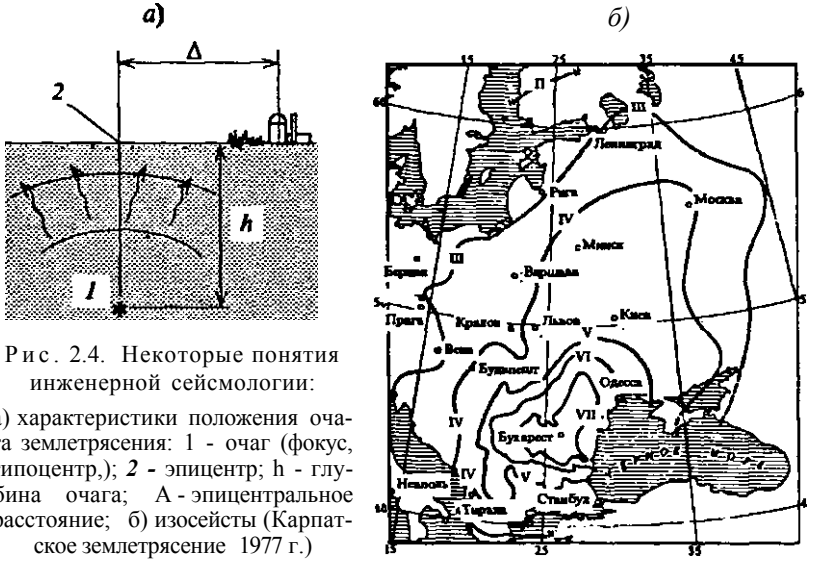


Рис. 2.4. Некоторые понятия инженерной сейсмологии:

а) характеристики положения очага землетрясения: 1 - очаг (фокус, гипоцентр,); *2* - эпицентр; h - глубина очага; А - эпицентральное расстояние; б) изосейсты (Карпатское землетрясение 1977 г.)

Одновременно с развитием инструментальных методов сейсмологии в разных странах разрабатывались эмпирические сейсмические шкалы, задачей которых являлась систематизация опыта прошлых землетрясений, чтобы на его основе предсказывать интенсивности будущих. Ниже дано их описание, но прежде чем перейти к нему, приведем несколько понятий инженерной сейсмологии.

Место выделения энергии при тектонических землетрясениях именуется *очагом* (используются также наименования *фокус* и *гипоцентр)',* его глубину обозначим *h.* Расположенная над ним точка земной поверхности называется *эпицентром*, а расстояние до нее - *эпицентральным расстоянием* А (рис. 2.4,а). Линии равной интенсивности землетрясения называются *изосейстами*. В идеальном случае они представляют собой концентрические окружности с центром в эпицентре [см. (2.1)], но в действительности имеют более сложную форму, зависящую от геологического строения основания, локальных грунтовых условий и других факторов (рис. 2.4,6).

Для характеристики силы землетрясения Гутенберг и Рихтер в начале 40-х годов нашего века предложили понятие *магнитуды М (шкала Рихтера*, или *шкала магнитуд)* [85]. Она определяется на основе инструментальных записей сейсмических колебаний и показывает общее количество энергии, выделившейся при землетрясении. Наиболее слабому местному землетрясению соответствует значение 4+5, а катастрофе планетарного масштаба А/^8. По теоретическим оценкам наибольшее возможное значение М- Ь.5+9.2 [33].

Следует подчеркнуть, что магнитуда характеризует явление, происшедшее в очаге. Но разрушительность землетрясения зависит не только от количества выделившейся энергии, но и от глубины очага, эпицентрального расстояния, грунтовых условий площадки строительства и ряда других факторов. Для характеристики разрушительного эффекта служат шкалы *сейсмической интенсивности,* измеряемой в *баллах* /. В разное время было предложено около 50 таких шкал (Росси-Фореля, Меркалли-Канкани-Зиберга и ряд других), но сегодця в мире используют главным образом следующие три [44, 110]: модифицированную шкалу Меркалли (ММ) (версия 1956 г.); шкалу, разработанную в 1964 г. Медведевым, Спонхойром и Карником (MSK-64); шкалу Японского метеорологического агентства (JMA). В нашей стране принята шкала MSK-64.

Все названные шкалы содержат две части: м акр о сейсмическую (описательную) и инструментальную. Первая устанавливает интенсивность землерясения на основе субъективных оценок, вторая - количественные характеристики сейсмических движений грунта, полученные путем инструментальных записей (они будут рассмотрены в следующем пункте).

Описательные части шкал позволяют прогнозировать интенсивность землетрясений в данном регионе исходя из исторических данных о прошлых землетрясениях, когда инструментальных записей еще не существовало. Интенсивность оценивается по внешним проявлениям землетрясения *(макросейсмическим данным):* воздействию на людей, на сооружения, а также по проявлениям на поверхности земли. Шкалы MSK-64 и ММ подразделяют землетрясения по интенсивности на 12 баллов (/=1 - регистрируемое только специальными приборами, /=12- катастрофа планетарного масштаба); их описания по обеим шкалам достаточно похожи. Шкала JMA со-

держит 8 баллов. В Приложении приведена макросейсмическая часть шкалы MSK-64. Подобные, котя и менее детальные, описания имеются н в других шкалах. Соотношения между интенсивностями по шкалам видно из табл. 2.1.

Существуют эмпирические формулы, связывающие магнитуду Ы и интенсивность I. Так, например, Шебалиным [57] предложена следующая зависимость (для 12-балльной шкалы):

$$/ = W\text{-}v\lg\hat{}A^2 + J\bar{I}^2 + c, \qquad (2.1)$$

где эпицентральное растояние А и глубина очага h заданы в кило* метрах; коэффициенты Ь, VHC зависят от региона (их средние значения: £>=1.5; v=3.5; *с* =3).

Имеются карты сейсмического районирования, на которых нанесены районы с одинаковой ожидаемой интенсивностью землетрясений. Для территории бывшего СССР такая карта приведена в строительных нормах [46]. Следует, однако, учитывать, что подобные карты дают средние ("фоновые') значения интенсивностей, в то время как разрушительные последствия землетрясений сильно зависят от особенностей геологического строения и грунтовых условий конкретной площадки строительства. Поэтому прн выборе площадок для ответственных сооружений, в том числе АЭС, проводятся обширные геологические и сейсмологические изыскания ("микросейсморайонирование") с целью определения реальной сейсмической опасности. Требования к объему и методам таких изысканий сформулированы, например, в [46,110].

2.3. Количественные характеристики сейсмических движений грунта

Для целей проектирования требуется располагать не только описанием возможных последствий землетрясения, но и количественными характеристиками ожидаемых сейсмических колебаний грунта, которые рассматриваются ниже.

Необходимо учитывать, что эти характеристики являются случайными (вероятностными), причем их разброс достаточно велик. Иными словами, между макросейсмической и инструментальной характеристиками землетрясения нет жесткого соответствия. Поэтому, хотя сейсмические расчеты обычно имеют детерминистическую (т.е. невероятностную) форму, в действительности исходные данные, используемые в них, задаются на вероятностной основе.

2.3.1. Пиковые значения сейсмических движений грунта

Каждому баллу сейсмической шкалы соответствуют определенные значения максимальных ("пиковых") значений движений грунта: перемещение £W, скорость Увх и ускорение Атях. Обычно наибольший интерес представляет пиковое ускорение, так как ему про-

порциональны действующие на сооружение инерционные сейсмические сипы.

В табл. 2.1 даны значения этих ускорений по трем названным выше сейсмическим шкалам [67, 68, 70]. Как видно, по шкапе MSK-64 повышение интенсивности на один балл означает удвоение ускорения (эту закономерность не рекомендуется экстраполировать на интенсивность выше 9 баллов, так как пока недостаточно реальных записей таких сильных землетрясений).

Таблица 2.1. Пиковые ускорения грунта при землетрясениях различной интенсивности [33,44]

Балл *I*	Пиковое ускорение грунта (смА?) в соответствии со шкалами		
	MSK-64	MM	JMA
0			<0-8
1		<1	0.8-2.5
2		1-2	2.5-8
3		2.1-5	8-25
4		5-10	25-80
S		10-21	80-250
б	30-60	21-44	250-400
7	61-120	44-94	>400
8	121-240	94-202	
9	241-480	202-432	
210		>432	

Следует учитывать следующие два обстоятельства. Во-первых, ускорения, приведенные в табл. 2.1, соответствуют обычым землетрясениям, в то время как в некоторых специфических случаях расхождение между макросейсмическими н инструментальными данными может оказаться весьма значит ельым. Например, при одном из землетрясений ускорение грунта достигало 418 см/с^2(но повреждения сооружений были умеренными [33]. И напротив, известны случаи сильных разрушений при относительно небольших ускорениях.

Во-вторых, для адекватного описают сейсмического возмущения недостаточно задать только пиковые ускорения, так как землетрясение - это динамический процесс, и реакция сооружения зависит не только от величины ускорения, но и от других факторов: частотного состава возмущения, потерь энергии и проч.

2.3.2. Законы сейсмических колебаний грунта

Наиболее полным представлением сейсмических движений грунта является закон его колебаний. Различают три типа таких законов: *сейсмограмма d(t)* (зависимость "перемещение-время"), *велосиграмма* v(r) ("скорость-время") и *акселерограмма a(t)* ("ускорение-время"). Примеры записей, соответствующих одному и тому же землетрясению, приведены на рис. 2.5. Как видно, наиболее высокочастотный характер имеет акселерограмма, а наименее - сейсмограмма. Поскольку сейсмические движения грунта являются пространственными, законы их колебаний задаются тремя *компонентами:* двумя ортогональными горизонтальными и вертикальной.

Однако даже в одном н том же географическом пункте законы колебаний грунта, наблюдаемые при разных землетрясениях, различны, так как зависят от множества факторов: расположения очага, механизма разрушения в нем. магнитуды, эшщентрального

расстояния, строения и характеристик геологических структур на пути прохождения сейсмических волн и проч. Поэтому полное описание сейсмологической обстановки на рассматриваемой площадке требует задания не одного закона, а их ансамбля, соответствующего различным возможным реализациям землетрясения.

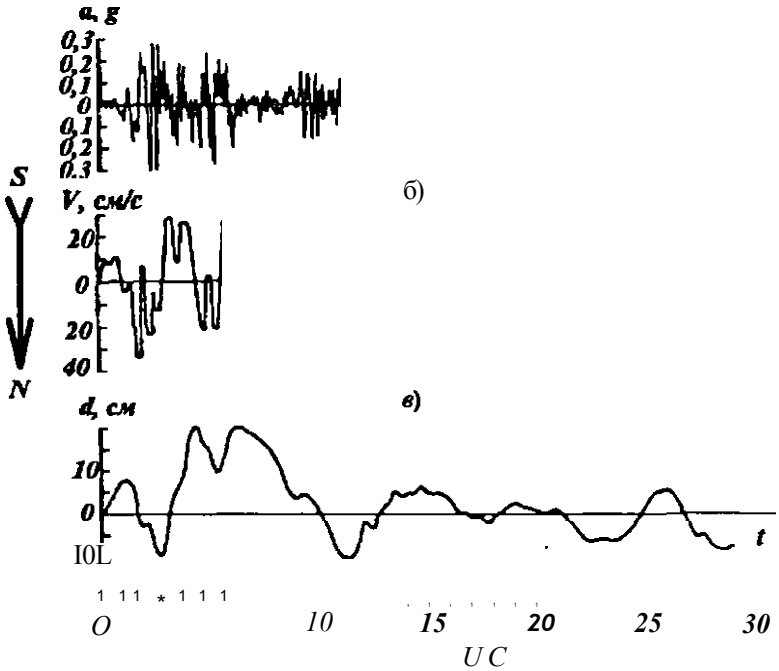


Рис. 2.5. Примеры записей сейсмических колебаний грунта (Эль-Центро, Калифорния, 18.05.1940, компонента *N-S):*

а) акселерограмма; *б)* велосиграмма; в) сейсмограмма

2.3.3. Спектры отклика

Часто используют иной способ задания сейсмического воздействия: с помощью так называемых *спектров отклика*, характеризующих динамическую реакцию простейшей механической системы - линейного неконсервативного осциллятора. Впервые этот способ был использован американскими учеными Био и Беньоффом [65, 67, 68]. Его смысл заключается в следующем.

Как ясно из формулы (1.16), реакция осцилляторов с различными параметрами, а именно, круговыми частотами *со* (или частотами J) и коэффициентами диссипации энергии £ на возмущение, заданное одной и той же акселерограммой $X_0(t)$, будет различной. Можно найти зависимость $S_a\{f,Q$ максимальных значений модуля *абсолютных* ускорений осциллятора от его частоты и потерь энер-

гии. Эта зависимость назьшается *спектром отклика по ускорениям,* или просто *спектром ускорений.* Аналогичным образом могут быть определены *спектр скоростей* $S_y(f_tQ$ и *спектр перемещений* $S_d\{f_3Q$, представляющие собой зависимости максимумов модулей *относительных* (в системе координат, связанных с основанием) скоростей и перемещений осцилляторов от их параметров.

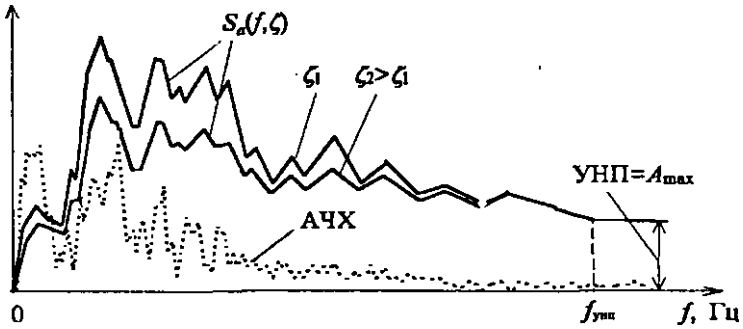


Рис. 2.6. Спектр отклика и амплитудно-частотная характеристика (АЧХ) спектра Фурье акселерограммы землетрясения

В сейсмических расчетах наиболее часто применяют спектры ускорений. Их общий характер ясен из рис. 2.6, где для сравнения нанесена амплитудно-частотная характеристика (вещественная часть трансформанты Фурье) той же акселерограммы. Как видно, наибольшие значения спектральных ускорений достигаются в диапазоне преобладающих частот акселерограммы. Увеличение затухания приводит к уменьшению ускорений. При частоте/=О ускорения обращаются в нуль, а при частотах выше некоторого предела f—fynn ускорения при любых затуханиях одинаковы и равны значению, именуемому *ускорением нулевого периода* (УНП). Это означает, что в данном диапазоне частот осциллятор реагирует на возмущение практически, как твердое тело ("осциллятор с периодом, равным нулю"), т.е. его относительные ускорения пренебрежимо малы. Иными словами, закон колебаний его массы аналогичен акселерограмме $X_0(t)$, а УНП равно ее максимальному значению Атгх. Обычно при землетрясении частота/унп^33 Гц.

Из формулы (1.17) следует, что три названные выше вида спектров отклика связаны между собой зависимостями

$$-\pm jS_a\,(/,£) = S_v\{f,Q = 2\,\eta f S_d(/,0- \qquad (2.2)$$

Спектры скоростей и ускорений, вычисленные с помощью этих выражений по спектру S_d, немного отличаются от соответствующих спектров, найденных непосредственно по исходной акселерограмме

$X_0(t)$. Поэтому иногда их именуют спектрами "псевдоскорости" и "псевдоускорения".

Из (2.2), во-первых, ясно, что при увеличении / значения S_d стремятся к нулю; при/=0 значение S_d равно максимальному перемещению основания Дш-

Во вторых, логарифмируя равенства (2.2), получим

$$\log S, -\log(2;r)\log/ = \log S, = \log S_d + \log(2;r)\log/. \qquad (2.3)$$

Следовательно, если построить три спектра в двойном логарифмическом масшабе (т.е. как зависимости логарифмов спектральных значений от логарифма частоты), то на графике они окажутся линейно зависимыми друг от друга. На этом основано предложенное Ньюмарком и широко применяемое представление трех спектров на едином графике. Такой спектр, заимствованный из [77], приведен на рис. 2.8.

Поскольку проблема вычисления перемещений (скоростей, ускорений) осциллятора является линейной, спектры отклика можно определять по акселерограмме, у которой пиковое значение горизонтальных компонент масштабировано до величины 1 g (g=9.8 м/с^2 - ускорение силы тяжести). Для получения действительных значений ускорений такие спектры следует умножить на реальное пиковое ускорение грунта Атлх (в долях g). В этом случае *спектр характеризует частотный состав сейсмических колебаний, а пиковое значение ускорения - интенсивность землетрясения.*

2*4. Задание исходной сейсмологической информации для проектирования АЭС

2.4.1. Предварительные замечания

При проектировании АЭС проблема задания исходной сейсмологической информации является чрезвычайно ответственной, так как от полноты и корректности этих данных в значительной степени зависит достоверность сейсмических расчетов. Получение таких данных - сложная проблема инженерной сейсмологии, изложение которой выходит за рамки настоящей книги. Отметим только, что ввиду чрезвычайно высокой ответственности АЭС объем проводимых для них изысканий и количество выдаваемой сейсмологической информации значительно больше, чем для обычных промышленных и гражданских сооружений. Ниже рассмотрены основные требования к этой информации.

В качестве исходных данных для проектирования должны быть заданы как расчетные спектры отклика, так и расчетные законы колебаний грунта (обычно акселерограммы). Идеальным представлением сейсмических характеристик площадки строительства явился бы достаточно полный ("репрезентативный"[1]) ансамбль записей интенсивных сейсмических движений грунта, зарегистрированных

непосредственно в данном месте. По ним затем мог бы быть вычислен спектр отклика. При таком подходе автоматически обеспечивается соответствие ("совместимость") спектра и акселерограмм. Но сильные землетрясения происходят редко, и реально получить такой ансамбль записей в обозримые сроки невозможно. Поэтому обычно поступают наоборот: в качестве исходной сейсмической характеристики площадки задают спектр отклика, а уже по нему рассчитывают ("генерируют[11]") расчетные сейсмические движения (обычно акселерограммы). Поскольку и частотный состав, и пиковые значения этих движений могут изменяться в широких пределах, форма спектра отклика и расчетное пиковое ускорение A_{max} являются случайными факторами и должны определяться путем вероятностной обработки записей реальных землетрясений.

При выполнении такой обработки важным вопросом является выбор величины вероятности непревышения значениями спектра и пиковым ускорением при реальном землетрясении их расчетных величин. Очевидно, что чем больше эта вероятность, тем менее вероятно, что расчетные сейсмические нагрузки окажутся превышенными, т.е. тем выше надежность сооружения. Но, с другой стороны, увеличение этой вероятности ведет к повышению расчетных спектральных кривых и ускорения грунта, а следовательно, расчетных сейсмических нагрузок и стоимости сооружения. Полное решение этой проблемы может быть достигнуто только путем прямого вероятностного анализа с учетом всех случайных факторов. На основе такого анализа в проектной практике США принято [115], что при детерминистическом подходе требуемый уровень надежности строительных конструкций АЭС будет достигнут, если расчетный спектр отклика определен по спектрам реальных акселерограмм (нормированных на пиковое значение 1 *g)* как *математическое ожидание плюс одно стандартное отклонение,* и при этом расчетные пиковые значения ускорения основания A_{max}, его скорости V_{max} и перемещения $D^{\wedge}$ заданы как *математическое ожидание.* Первый из этих уровней соответствует вероятности непревышения, равной примерно 0.9, а второй - 0.5. Допускается, наоборот, задавать спектр как математическое ожидание, а пиковые значения - как математическое ожидание плюс один стандарт. Отметим, что эти два подхода не вполне равноценны с точки зрения величины получаемых в итоге сейсмических инерционных нагрузок, так как отклонение спектральных кривых от среднего значения обычно меньше, чем разброс пиковых значений движений грунта.

2.4.2. Проектное и максимальное расчетное землетрясения

В каждом географическом пункте могут происходить землетрясения различной интенсивности, вплоть до некоторого максимального уровня. Однако чем сильнее землетрясение, тем реже оно может реализоваться. Иными словами, чем короче интервал времени, тем вероятность сильного землетрясения меньше.

Особенностью сейсмостойкого проектирования АЭС по сравнению с прочими объектами является то, что для них учитываются два уровня сейсмического воздействия, именуемые в нашей стране *проектным землетрясением (ПЗ)* и *максимальным расчетным землетрясением (МРЗ).* Первое из них представляет собой наиболее сильное землетрясение, которое реально может произойти за срок эксплуатации АЭС; второе - наиболее сильное землетрясение, вообще потенциально возможное на данной площадке. В рекомендациях МАГАТЭ [110] ПЗ обозначается как *SL1,* а МРЗ как *SL2.* В мире также широко применяются американские обозначения: для ПЗ - *ОБЕ (iOperating Basis Earthquake* - основное рабочее землетрясение), для МРЗ - *SSE (Safe Shutdown Earthquake* - землетрясение безопасной остановки).

Интенсивности ПЗ и МРЗ устанавливаются на базе исторических сведений о прошлых землетрясениях, а также (прежде всего МРЗ) с помощью геофизических исследований. Существуют два основных подхода к определению этих интенсивностей [29, 110]. Первый (используемый в России и ряде других стран) - вероятностный: в качестве ПЗ принимается землетрясение с интервалом повторяемости 1 раз в 100 лет, а в качестве МРЗ - 1 раз в 10000 лет[1]. Второй подход - детерминистический: устанавливают расположение активных разломов земной коры (т.е. таких, по которым могут происходить смещения ее блоков, приводящие к землетрясениям, и на которых располагаются очаги последних) и определяют интенсивности возможных землетрясений исходя из допущения, что их очаги располагаются в ближайших к АЭС точках этих разломов.

Отметим, что согласно Рекомендациям МАГАТЭ [110], для любой вновь проектируемой АЭС *пиковое ускорение грунта при МРЗ должно приниматься не менее O.lg.* Иными словами, для АЭС несейсмичных площадок не существует. При проверке сейсмостойкости уже построенных станций иногда используются меньшие значения ускорений, установленные на основе сейсмологических изысканий на площадке АЭС.

В самое последнее время в ряде стран (США, Германия) интенсивность ПЗ стали задавать исходя из иной трактовки этого землетрясения [105а]: его рассматривают как пороговое значение сейсмических движений грунта, при достижении которого АЭС должна быть автоматически остановлена. Ее работа может быть возобновлена только по разрешению регулирующих органов после проведения ревизии. Назначение параметров ПЗ при таком подходе будет рассмотрено в п. 2.4.3, а вытекающие отсюда проектные требования - в гл. 3.

[1] Чтобы показать редкость этого события, напомним, что Троянская война, описанная Гомером в "Иллиаде", произошла примерно 3200 лет тому назад.

2.4.3. Пиковые значения ускорений грунта

Пиковые значения ускорения грунта A_{max} определяют с учетом сейсмо-геологических условий площадки строительства АЭС. В принципе эти ускорения должны задаваться отдельно для ПЗ и МРЗ, однако часто их назначают для одного из этих уровней сейсмичности, а для другого пересчитывают путем масштабирования. На предварительных стадиях проектирования A_{max} для МРЗ часто задают вдвое больше, чем для ПЗ.

Если ПЗ рассматривается в качестве пороговой интенсивности для автоматической остановки АЭС, как описано в конце п. 2.4.2, то для него значение A_{max} может быть принято любым по усмотрению проектировщика (но в США - не менее 0.3, а в Германии - 0.4 от ускорения МРЗ). Чем меньше принято это ускорение, тем ниже будут затраты на обеспечение сейсмостойкости АЭС при таком землетрясении, но тем больше вероятность его реализации и экономических потерь, связанных с остановкой станции (стоимость невыработанной энергии, убытки потребителей, амортизация оборудования, затраты на ревизию и т.д.). Поэтому ускорение ПЗ назначают на основе экономического анализа.

2.4.4. Расчетные спектры отклика

Спектры отклика определяют путем статистической обработки ансамбля реальных записей колебаний грунта при сильных землетрясениях. Таким образом, они отражают опыт многих землетрясений, и чем больше их было учтено при построении спектра, тем меньше вероятность того, что при новом землетрясении найденные по спектру ускорения будут превзойдены. Более того, по мере получения новых записей спектры могут дополнительно корректироваться. В этом состоит главное преимущество данного подхода.

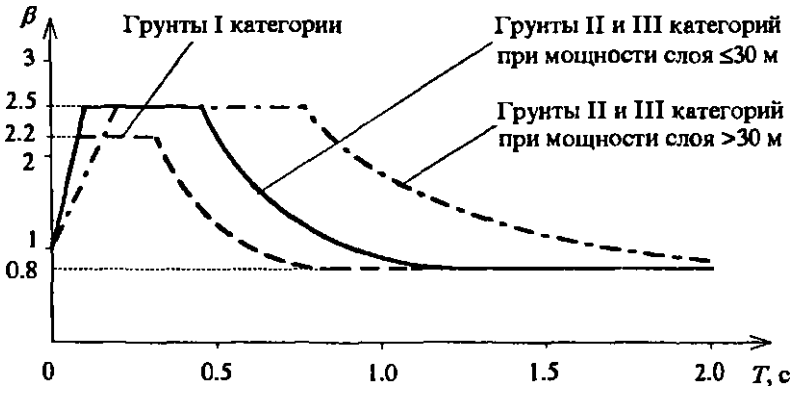


Рис. 2.7. Коэффициент динамичности (спектр отклика) по российским нормам [46] (категории грунтов по сейсмическим свойствам указаны в табл. 2.5)

Могут использоваться спектры двух видов: *стандартные* (не зависящие от географического пункта) и *специальные* (для конкретной площадки строительства) [77, 115]. Первые применимы на большинстве площадок, но, естественно, не могут отражать специфические сейсмо-геологические и грунтовые условия каждой из них. Поэтому их нельзя использовать там, где эти условия сильно отличаются от средних, например, при близком расположении к эпицентру, при необычном строении грунтовой толщи и т.п.

Примерами стандартных спектров (соответствующих $A_{max}=1$) являются изображенные на рис. 2.7 кривые коэффициента динамичности р из российских строительных норм [46]. Они построены как функция периода свободных колебаний осциллятора 7 и зависят от грунтовых условий площадки строительства:

для грунтов I категории по сейсмическим свойствам

при 7^0.008 с /£=1+15 7;

при 0.008<7^0.318 с /£=2.2; (2.4,**а**)

при 7>0.008 с /£=0.7/7;

для грунтов II и III категорий по сейсмическим свойствам при мощности слоя не более 30 м

при 7S0.01 с /£=1+157;

при 0.01 <7^0.4 с /£=2.5; (2.4,6)

при 7>0.4 с /£=1/7;

для грунтов II и III категорий по сейсмическим свойствам при мощности слоя более 30 м

при 7^0.2 с /£=1+7.57;

при 0.2< 7^0.76 с /£=2.5; (2.4, ***в)***

при 7>0.76 с /£=1.9/7.

Во всех случаях значение /7 принимается не менее 0.8.

Отметим некоторые отличия кривых р от спектра отклика, приведенного на рис. 2.6. Во-первых, они обращаются в единицу только при 7=0 (т.е при /унп=**оо**), в то время как анализ записей реальных землетрясении показывает, что обычно /укп^ЗЗ Гц. Во-вторых, при любых, сколь угодно больших периодах осциллятора (т.е малых частотах) /fe0.8; реальный спектр отклика при нулевой частоте осциллятора равен нулю. Эти два отличия обеспечивают получение сейсмических инерционных сил с некоторым запасом, однако они делают невозможным генерирование совместимых с этими спектрами расчетных акселерограмм (этот вопрос подробнее обсуждается ниже). Третьим отличием данных спектров является то, что они не зависят от коэффициента потерь энергии (при расчете зданий эти потери учитываются путем введения коэффициентов к расчетной инерционной сейсмической нагрузке - см. гл. 8.). Наконец, спектральные кривые для горизонтальных и вертикальных сейсмических колебаний одинаковы.

На рис. 2.8 приведен другой пример стандартных спектров - это широко применяемые в мире спектры из норм США [77], получен-

ные путем вероятностной обработки записей сильных землетрясений в разных регионах. Их значения в характерных точках, указанных на графиках, даны в табл. 2.3. Как горизонтальная, так и вертикальная компоненты соответствуют пиковому горизонтальному ускорению основания A_{max}=\g и максимальному горизонтальному перемещению £>$_{mfix}$=0.914 м (36 дюймов). Для конкретной площадки строительства и горизонтальные, и вертикальные спектры должны умножаться на расчетное пиковое *горизонтальное* ускорение основания. Из табл. 2.3 видно, что для обеих компонент спектра /$_{унп}$= =33 Гц. Спектры для двух горизонтальных направлений принимаются одинаковыми. Вертикальная компонента, как правило, является более высокочастотной, чем горизонтальная, что отражается в различии спектральных кривых на рис. 2.8,а и б. Иногда для простоты этим различием пренебрегают и используют один и тот же спектр для всех компонент (как в российских нормах).

Таблица 2.3. Значения спектров отклика по нормам США [77]

Коэффициент относительного затухания, %	Значения спектра в характерных точках							
	Горизонтальные колебания				Вертикальные колебания			
	Ускорения			Перемещения	Ускорения			Перемещения
	A 33 Гц	B 9 Гц	C 2.5 Гц	D 0.25 Гц	A 33 Гц	B 9 Гц	C 3.5 Гц	D 0.25 Гц
0.5	1.0	4.96	5.95	3.20	1.0	4.96	5.67	2.13
2.0	1.0	3.54	4.25	2.50	1.0	3.54	4.05	1.67
5.0	1.0	2.61	3.13	2.05	1.0	2.61	2.98	1.37
7.0	1.0	2.27	2.72	1.88	1.0	2.27	2.59	1.25
10.0	1.0	1,90	2.28	1.70	1.0	1.90	2.17	1.13

43

Соотношения между максимальными значениями ускорения, скорости и перемещения грунта, близкие к указанным выше, приведены в американском стандарте [115]. Он предписывает (при отсутствии иных данных, полученных для конкретной площадки) принимать при значении A_{max}=\g максимальную скорость V_{max}= =1.2 м/с для средних грунтов и 1^=0.91 м/с для скалы. Максимальное перемещение D_{max} определяется из равенства

(2.5)

Помимо разницы в частотном составе вертикальная и горизонтальная компоненты отличаются пиковыми значениями ускорений грунта. Обычно вертикальные ускорения меньше (отношение пиков чаще всего принимается равным 2/3). Однако вблизи эпицентра вертикальная компонента может оказаться равна или даже больше горизонтальной.

Стандартные спектры не учитывают особенности конкретной площадки строительства. Если ее сейсмотектонические условия (размеры и расположение потенциальных очагов землетрясений) определены достаточно точно, то для нее может быть рассчитан

а)

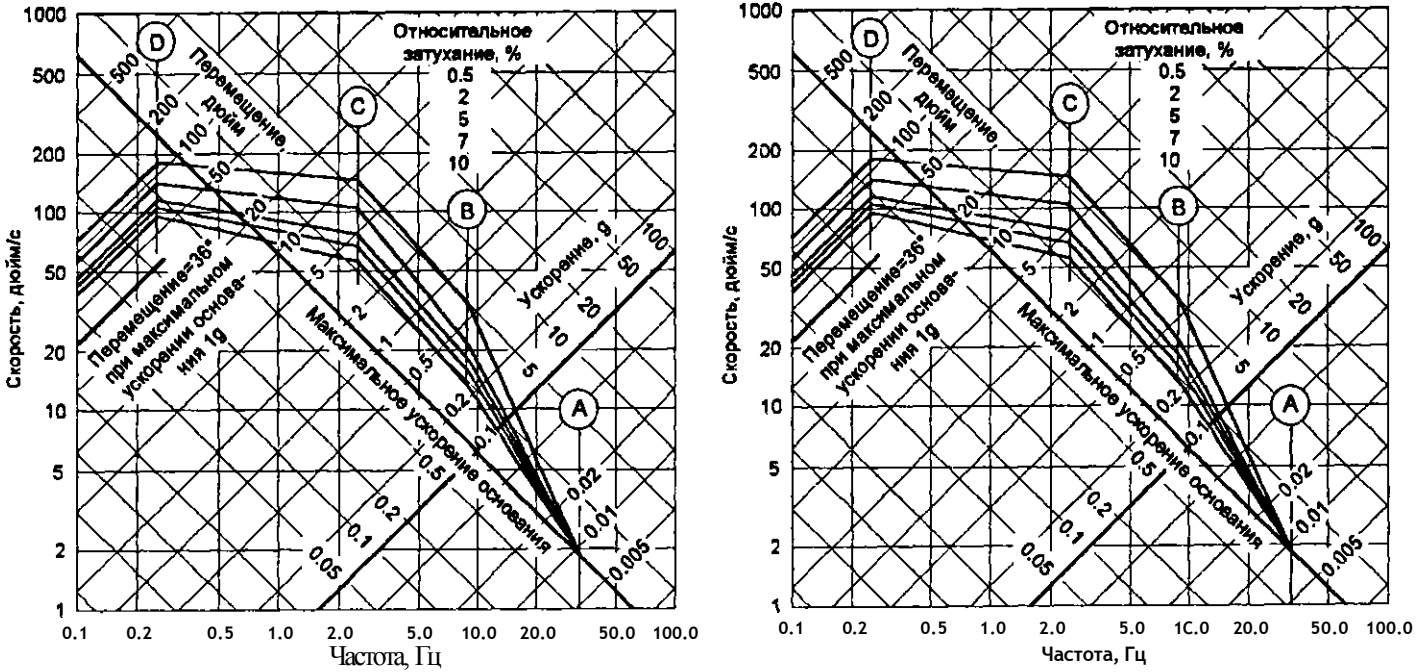


Рис. 2.8. Расчетные спектры отклика по нормам США [77] (при максимальном горизонтальном ускорении основания 1 g):
а) горизонтальная компонента; б) вертикальная компонента; I дюйм (Г)=2.54 см

специальный спектр. Как сказано выше, нереально записать необходимое количество сильных землетрясений именно в данном пункте, поэтому применяют спектры для других регионов, имеющих похожие сейсмо-тектонические, геологические и грунтовые условия. Например, в [12] приведены спектры для четырех типов грунтов: скалы, грунтов большой, средней жесткости и толстых отложении несвязных грунтов.

Таблица 2.4. Приращения частот осциллятора при расчете спектров [115,119]

Диапазон частот /, Гц	Приращение А/", Гц
0.2-5-3.0	0.10
3.0*3.6	0.15
3.6-5.0	0.20
5.0*8.0	0.25
8.0*15.0	0.50
15.0*18.0	1.00
18.0*22.0	2.00
22.0*34.0	3.00

При построении спектра его значения вычисяют для дискретных значений частоты осциллятора /. Надо учитывать, что спектры, определяемые по записям реальных землетрясений, имеют пикообразный характер, и чтобы не пропустить их максимумы, приращения по частоте А/ должны быть достаточно малыми. В табл. 2.4 даны величины приращений в зависимости от частоты осциллятора, установленные нормами США [115, 119]. Другой приемлемый метод - задавать каждую последующую частоту так, чтобы она превышала предыдущую не более чем на 10%.

После статистической обработки ансамбля спектров итоговый спектр обычно сглаживают и уже в таком виде используют в качестве расчетного.

2.4.5. Расчетные законы колебаний грунта

В качестве расчетных законов сейсмических движений грунта чаще всего применяют акселерограммы. Их используют при учете нелинейности работы конструкции, для определения инерционных нагрузок на оборудование внутри зданий, в некоторых методах учета взаимодействия сооружения с основанием и т.д.

Вообще говоря, можно попытаться подобрать подходящие для данной площадки записи реальных землетрясений. Но так как расчетные законы движения грунта должны удовлетворять достаточно жестким требованиям, изложенным ниже, чаще их рассчитывают ("генерируют") искусственно.

Преимущественно это делается одним из двух способов. Первый - модификация реальной записи: растягивая или сжимая ее по оси абсцисс (меняя шаг цифровки), изменяют частотный состав, а масштабируя по оси ординат, получают требуемое пиковое значение. Другой способ - "генерирование" акселерограммы, совместимой с заданным спектром ответа, с помощью компьютера. Предложено несколько вариантов этой процедуры, суть которых сводится к модификации спектра Фурье некоторой исходной функции времени путем увеличения или уменьшения вклада различных частот (см., например, [124]).

Законы колебаний грунта должны быть совместимы с расчетным спектром отклика, принятым для данной площадки, т.е. их спектры в определенном смысле близки к расчетному. Например, в стандартах США [116, 119] установлены следующие требования.

Если используется только одна акселерограмма, то ее спектр отклика должен близко огибать расчетный: ниже расчетного спектра могут лежать что не более пяти точек спектра акселерограммы, и ускорения в них должны быть не менее 95% от ускорений расчетного спектра. Пример выполнения этих условий[1] дан на рис. 2.9.

Требования для ансамбля акселерограмм:

1. Среднее арифметическое пиковых значений акселерограмм должно быть не меньше ***значение*** A_{max}.

2. По акселер ограммам следует вычислить спектры отклика и построить по ним средний спектр, значение которого на каждой из частот осциллятора равно среднему арифметическому значений спектров в соответствующих точках. Затем на каждой из частот в диапазоне от 0.5 до 33 Гц, задаваемых соответствии с табл. 2.4, надо вычислить отношение значений среднего и расчетного спектров. Среднее арифметическое этих отношений не должно быгь меньше 1.

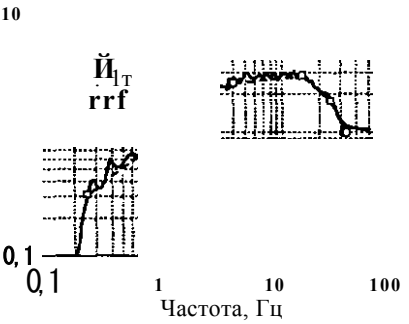


Рис. 2.9. Спектр отклика генерированной н акселерограммы и исходный спектр отклика:

исходный спектр;
спектр акселерограммы

3. Ни одно из значений среднего спектра не должно быгь ниже соответствующего значения расчетного спектра более чем на 10%.

Надо отметить, что "прямая" задача (т.е. вычисления спектра отклика по акселерограмме) является однозначной, но "обратная" - нет, т.е. одному и тому же спектру могут соответствовать разные акселерограммы. Сколько именно расчетных акселерограмм следует задавать, сегодня не вполне ясно. По-видимому, линейно-упругие системы менее чувствительны к конкретным особенностям возмущающего воздействия[2], и для них можно использовать меньшее количество акселерограмм. Напротив, результаты расчетов нелинейных систем могут зависеть от этих особенностей очень сильно, и для них ансамбль расчетных акселерограмм должен быть

[1] Автор выражает признательность В.В. Костареву, А.М. Берковскому н П.С. Васильеву, предоставившим данный пример.

[7] Например, опыт показывает, что если использовать две разные акселерограммы, совместимые с одним и тем же спектром отклика, для расчета поэтажных спектров отклика (см. гл. 7) по линейно-упругой расчетной схеме здания, то результат может отличаться на 10-15%.

достаточно большим. В практике разных стран при расчетах АЭС применялись от одной до десяти акселерограмм.

Три компоненты акселерограммы должны быть различными и взаимно статистически независимыми, иначе при расчетах с одновременным их использованием результаты будут получаться с погрешностью (чаще в сторону завышения сейсмических нагрузок). Для проверки статистической независимости двух компонент, например xi(r) и X2(r), необходимо вычислить их нормированный коэффициент корреляции *p\г*

$$\hat{} = \frac{g(x,-m_1)(x_2-m_2)_>}{СГ,\hat{}} \qquad (26)$$

где *E* - операция вычисления математического ожидания; *m* и *mг* - математические ожидания функций *x* и *xг* *o* и *аг* - их стандартные отклонения. Две компоненты считаются статистически независимыми, если |pi2| £0.3.

Иногда в качестве трех компонент акселерограммы используют одну и ту же запись, сдвигая ее нулевой момент времени и дополняя недостающие значения нулями. Однако такие записи не могут считаться различными.

Сейсмические движения грунта носят хаотический, иррегулярный характер и не могут быть выражены какой-либо аналитической функцией. Поэтому обычно их задают в виде таблиц значений, которые называются *цифровками* или *оцифровками*. Чаще всего такая таблица имеет постоянный шаг по времени, который должен быть настолько малым, чтобы частотный состав оцифрованной функции правильно отражался во всем интересующем диапазоне частот. Если принят интервал цифровки **АГ,** то наивысшая частота, до которой частотный состав передается без искажения, равна $/_{тдх}=1/(2ДГ)$ Гц [22, 23, 62, 69] (см. также п. 4.4). Таким образом, если $/_{уш1=33}$ Гц, то шаг цифровки дожен быть не больше 0.015 с (часто его с запасом назначают 0.01 с).

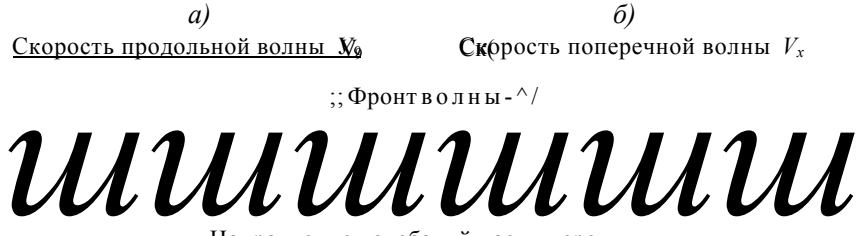
Длительность расчетных колебаний грунта должна, как правило, соответствовать реальной продолжительности землетрясений, достигающей 30 с и более. Это особенно важно при расчетах неупругих систем (например, зданий на сейсмоизолирующих фундаментах), так как величина остаточных перемещений зависит от продолжительности воздействия. В расчетах обычных конструкций могут использоваться укороченные сегменты законов колебаний грунта, но они должны удовлетворять всем требованиям, предъявляемым к полной записи.

При расчетах неупругих систем следует обращать особое внимание на правильность задания низкочастотных компонент и "уравновешенность" законов колебаний грунта (последнее означает, что в момент окончания землетрясения расчетная скорость грунта должна равняться нулю). В противном случае можно получить нере-

ально большие остаточные перемещения. Например, если A_{max}= =2 м/с^2 (интенсивность землетрясения - 8 баллов), а запись имеет смещение нулевой линии в 1%, т.е. 0.02 м/с^2, то это равносильно тому, что конструкция равноускоренно движется с таким ускорением в одну сторону. Нетрудно вычислить, что при длительности землетрясения 30 с остаточное перемещение будет равно 9 м, что совершенно неправдоподобно.

2.4.6. *Скорости распространения сейсмических волн*

Как было сказано в начале настоящей главы, сейсмические колебания грунта вызываются сейсмическими волнами, распространяющимися от очага землетрясения* Для решения некоторых вопросов проектирования АЭС[1] необходимо знать их скорости.



Р и с. 2.10. Скорости распространения и направления колебаний частиц среды в продольной и поперечной волнах:

а) продольная волна; б) поперечная волиа

При волновом движении каждая частица среды колеблется около своего положения равновесия, но движение каждой последующей частицы начинается несколько позже, чем предшествующей, благодаря чему форма волны распространяется в среде[2]. Точка с координатой *x* движется согласно закону

где A - амплитуда; T - период колебаний; V - скорость распространения волны; Л - ее длина. Три последние параметра связаны соотношением

$$A = F7\backslash \qquad (2.8)$$

При распространении волны имеется движущаяся граница, называемая *фронтом волны,* по одну сторону которой частицы среды

[1] Например, для определения расчетных динамических характеристик грунта - модуля упругости и коэффициента Пуассона [см. (6.1) и (6.2)]; при сейсмическом расчете протяженных конструкций в грунте (п. 9.4).

[2] Наглядный пример волнового движения - колебания колосьев под ветром.

уже пришли в движение, а по другую - еще нет. Скорость движения фронта равна скорости распространения волны.

Сейсмические волны, распространяющиеся в земной толще, являются *объемными*. Различают даа их вида: *продольную* и *поперечную* волны (последнюю именуют также *волной сдвига.)*. В первой направление колебаний частиц среды совпадает с направлением распространения (рис. 2.10,а), а во второй - перпендикулярно ему (рис. 2.10,6). Скорость продольной волны V_p больше, чем поперечной V_s (обычно Vf& 1.7 У$_{9}$, хотя бывают и иные их соотношения).

При падении продольной и поперечной волн на поверхность земли возникает *поверхностная волна Релея*, названная так по имени великого английского физика лорда Релея, открывшего ее. Скорость ее распространения V_R несколько меньше V_t и зависит от коэффициента Пуассона грунта. Если обозначить

$$V_R/V_s=k, \tag{2.9}$$

то значение k является корнем уравнения [33]

$$\frac{1}{8}k^6 - k^4 + \frac{2-\nu}{1-\nu}k^2 - \frac{1}{1-\nu} = 0, \tag{2.10}$$

где y - динамический коэффициент Пуассона, вычисляемый через Vp и V_t по формуле (6.2). При v=0.22fc=0.914.

Волна Релея быстро затухает с глубиной. Так, при v=0.22 амплитуда колебаний на глубине, равной длине волны, не превосходит 20% от амплитуды на поверхности [33]. Тем не менее, поскольку длина этой волны измеряется сотнями метров, а заглубление сооружений АЭС - максимум десятками, при проектировании волну Релея необходимо принимать во внимание (например, для расчета малоз аглу б ленных протяженных подземных конструкций).

Поскольку скорость волны Релея однозначно вычисляется через скорости продольной и поперечной волн, в качестве исходной сейсмологической информации обычно задают только V_p и V_r

2.4.7. Обратное влияние сооружений АЭС на сейсмические колебания грунта

Расчетные спектры ответа и законы колебаний грунта, заданные описанными выше способами, не учитывают обратного влияния сооружения на сейсмическое движение основания (говорят, что они представляют собой *сейсмическое движение свободного поля).* Между тем, сооружения атомных электростанций являются очень массивными и жесткими, и их влияние обычно весьма существенно.

При выполнении сейсмических расчетов сооружений должны быть заданы законы движения поверхности грунта, образующейся в результате его выемки или подсыпки, после чего находят расчетные законы сейсмических колебаний с учетом взаимодействия сооружения с основанием. Эта процедура описана в гл. 6.

Сооружения атомных станции часто более или менее значительно заглублены, а колебания свободного поля определяются на основе записей землетрясений, обычно полученных на поверхности грунта. Поэтому, строго говоря, и применять их можно только для незаглубленных сооружений. Установлено, что с глубиной значения спектра отклика уменьшаются (по крайней мере, на некоторых частотах), но этот эффект существен только при большом заглублении. Использование в расчетах заглубленных сооружений спектра отклика для поверхности грунта дает некоторый запас. Подробнее этот вопрос будет рассмотрен в п. 6.4.4.

2.5. Задание исходной сейсмологической информации для проектирования неядерных объектов

Сейсмостойкое проектирование обычных (неядерных) объектов в России регламентируется нормами [46]. Согласно им, на площадках с сейсмичностью выше 9 баллов строительство допускается только по специальному разрешению государственных регулирующих органов. В то же время землетрясения с интенсивностью ниже 7 баллов для обычных объектов вовсе не принимаются во внимание, поскольку создаваемые ими нагрузки, как правило, не оказываются определяющими (часто они ниже, например, ветровых).

Исходные данные для сейсмического проектирования содержатся в нормах [46], где помещена карта сейсмического районирования территории бывшего СССР, на которой указана ожидаемая интенсивность землетрясений для различных регионов (в баллах шкалы MSK-64). Однако это - средняя сейсмичность по региону, т.е. она не учитывает конкретных сейсмо-геологических (прежде всего грунтовых) условий площадки строительства. Фактическая *(расчетная)* сейсмичность площадки может достаточно сильно отличаться от региональной как в сильную, так и в слабую сторону, и должна уточняться с учетом данных сейсмического микрорайонирования, т.е. геофизических изысканий. В районах, для которых такие данные отсутствуют, нормы [46] допускают назначать расчетную сейсмичность с помощью табл. 2.S. При выборе фигурирующих в ней категорий грунтов надо руководствоваться следующим.

1. В случае неоднородного состава грунты площадки строительства относятся к наиболее неблагоприятной категории грунта по сейсмическим свойствам, если в пределах 10-метрового слоя грунта (считая от отметки планировки) слой, относящийся к этой категории, имеет суммарную толщину более 5 м.

2. При прогнозировании подъема уровня грунтовых вод и обводнения грунтов (в том числе просадочных) в процессе эксплуатации сооружения категорию грунта следует определять в зависимости от свойств грунта (влажности, консистенции) в замоченном состоянии.

3. При строительстве на вечномерзлых нескальных грунтах по принципу II, если зона оттаивания распространяется до подстила-

Таблица 2.5. Расчетная сейсмичность площадки строительства в зависимости от грунтовых условий [46]

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района		
		7	8	9
I	Скальные грунты всех видов (в том числе вечномерзлые и вечномерзлые оттаявшие), невыветрелые и слабовыветрелые; крупно-обломочные грунты плотные, маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя; вывстрелые и сильно вывстрелые скальные и нескальные твердомерзлые (вечномерзлые) грунты при температуре минус 2° и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу I (сохранение грунтов в мерзлом состоянии)	6	7	8
II	Скальные грунты выветрелые и сильновывстрелые, в том числе вечномерзлые, кроме отнесенных к I категории; пески гравелистые, крупные и средней крупности; пески мелкие и пылеватые, плотные и средней плотности, маловлажные; глинистые грунты с показателем консистенции /{.£0.5 при коэффициенте пористости e<0.9 - для глин и суглинков и *e<0.7* - для супесей; вечномерзлые иескальные грунты, пластичномерзлые или сыпуче-мерзлые, а также твердо мерзлые при температуре выше минус 2° при строительстве и эксплуатации по принципу I	7	8	9
III	Пески рыхлые независимо от влажности и крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности, водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые, плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; глинистые грунты с показателем консистенции /z>0.5; глинистые грунты с показателем консистенции 7/^0.5 при коэффициенте пористости - для глии и суглинков и e£0.7 - для супесей; вечномерзлые иескальные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II (допущение оттаивания грунтов основания)	8	9	>9

ющего талого грунта, грунты следует рассматривать как невечно-Мерзлые (по фактическому состоянию их после оттаивания).

4. Для особо ответственных зданий и сооружений, строящихся в районах с сейсмичностью 6 баллов на площадках строительства с

грунтами III категории по сейсмическим свойствам, расчетную сейсмичность принимать равной 7 баллам.

5. При определении сейсмичности площадок для строительства транспортных и гидротехнических сооружений надо учитывать дополнительные требования, изложенные в разделах 4 и 5 норм [46].

6. Глинистые и песчаные грунты при отсутствии данных о консистенции или влажности и положении уровня грунтовых вод выше 5 м относятся к III категории по сейсмическим свойствам.

Как видно из табл. 2.5, при средних грунтах (II категории) расчетная сейсмичность равна региональной. Для более крепких грунтов (I категории) она понижается на один балл, а для более слабых - на столько же повышается.

В соответствии с расчетной сейсмичностью принимается пиковое ускорение основания А, равное (в долях g): А~0.1 для 7 баллов, *А=0.2* для 8 баллов и >1=0.4 для 9 баллов.

В качестве основного метода сейсмических расчетов сооружений в нормах [46] принята линейно-спектральная теория сейсмостойкости. Как правило, расчет зданий выполняется с использованием стандартных спектров отклика (коэффициентов динамичности Д), изображенных на рис. 2.7 (несколько отличная форма спектра отклика задана для транспортных и гидротехнических сооружений). Допускается также применение и иных, региональных спектров.

При проектировании особо ответственных сооружений, а также зданий высотой более 16 этажей должен также выполняться динамический расчет с использованием законов колебаний основания, пиковые ускорения которых равны указанным выше значениям А.

ГЛАВА 3

ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ АЭС

3.1, Предварительные замечания

Подход к обеспечению сейсмостойкости АЭС отличается существенной спецификой по сравнению с иными объектами. Это обусловлено двумя обстоятельствами.

Во-первых, само понятие "сейсмостойкость" имеет для АЭС более широкий смысл, чем для обычных промышленных и гражданских сооружений. Если для последних под этим подразумевают прежде всего отсутствие недопустимых повреждений строительных конструкций, то под сейсмостойкостью АЭС понимают сохранение ею ядерной и радиационной безопасности. Очевидно, что это требование является более жестким, так как означает[1] сохранение не только целостности строительных конструкций, но и работоспособности оборудования, ответственного за безопасность.

Во-вторых, АЭС являются объектами чрезвычайно высокой социальной ответственности, к безопасности которых предъявляются особо жесткие требования. Поэтому при их проектировании учитывают возможность реализации значительно более редких (а значит, и более сильных) землетрясений, чем для обычных сооружений.

В то же время принципы обеспечения сейсмостойкости АЭС должны бьгть такими, чтобы, безусловно гарантируя безопасность, позволять, насколько это возможно, избежать неоправданного повышения затрат. Ниже описаны принципы, принятые в нашей стране [29]. Они в целом соответствуют мировому опыту проектирования АЭС и рекомендациям Международного агентства по атомной энергии (МАГАТЭ).

3.2. Категории сейсмостойкости элементов АЭС

Как сказано выше, при землетрясении должна быть обеспечена радиационная и ядерная безопасность атомной станции. Однако не все ее элементы в равной мере важны для этого, и нецелесообразно предъявлять к ним одинаково высокие требования по сейсмостойкости. Поэтому элементы АЭС (строительные конструкции, системы и оборудование) разбивают на *категории сейсмостойкости*, для которых принимается разная интенсивность сейсмического воздействия и к которым предъявляются неодинаковые требования.

Обычно, в зависимости от ответственности элементов с точки зрения безопасности и (иногда) из экономических соображений, вводятся *три категории сейсмостойкости*. Основным критерием включения элемента АЭС в ту или иную категорию является доза облучения (*дозовые нагрузки*), которую в случае его отказа может

получить персонал станции и население. Предельные значения дозовых нагрузок установлены санитарными правилами проектирования АЭС как для условий нормальной эксплуатации станции, так и при максимальной проектной аварии. В последнем случае допускаются несколько повышенные, но, тем не менее, безопасные для здоровья дозы.

В табл. 3.1 приведена классификация элементов АЭС по категориям сейсмостойкости и требования к ним согласно отечественным нормам [29]. Как видно из таблицы, в *I категорию* включаются наиболее важные элементы, выход которых из строя может привести к интенсивному облучению людей. Во *II категорию* входят менее ответственные элементы, отказ которых может привести к умеренному выходу радиоактивных веществ. Все остальные элементы АЭС составляют *III категорию*[1].

Иногда выдвигается требование, чтобы после землетрясения определенной интенсивности АЭС продолжала выдавать продукцию (электроэнергию, тепло и т.п.). Это объясняется как экономическими соображениями, так и необходимостью сохранить в районе, подвергшемся землетрясению, источник энергоснабжения. В этом случае требующиеся для этого элементы АЭС также включают во II категорию.

Приведем в качестве примера разбивку по категориям сейсмостойкости элементов АЭС с водо-водяными реакторами.

К *I категории* относятся системы нормальной эксплуатации, такие как сама ядерная паропроизводящая установка, хранилища радиоактивных отходов, отработавшего и свежего топлива и т.п. Кроме того, сюда входят системы безопасности, подразделяемые на четыре группы:

а) защитные системы, осуществляющие остановку реактора в случае максимальной проектной аварии (МПА), под которой обычно понимается разрыв трубопровода первого контура, а также необходимые для поддержания безопасности АЭС в остановленном состоянии;

б) локализующие системы, предназначенные для предотвращения распространения радиоактивных продуктов в случае МПА;

в) обеспечивающие системы, снабжающие защитные системы энергией и рабочей средой: система надежного водоснабжения ответственных потребителей (например, насосная станция); система бесперебойного электроснабжения (дизельгенераторная); коммуникации между ними и реакторным отделением и т.д.;

г) управляющие системы (электрические, контрольно измерительные и т.п.).

Сооружения и строительные конструкции, внутри которых располагаются названные системы, естественно, также относятся к

[1] В некоторых странах вводят две категории сейсмостойкости: в одну включают все элементы, соответствующие I и II категориям, а в другую - все прочие.

I категории. Особое место среди них занимает герметичная защитная оболочка (являющаяся частью локализующих систем), внутри которой должны удерживаться радаоакгивные продукты после МПА.

Таблица 3.1. Классификация элементов АЭС по категориям сейсмостойкости и требования к ним [29]

Категория	Элементы АЭС, включаемые в данную категорию	Требования по сейсмостойкости	
		при ПЗ	при МРЗ
I	Системы нормальной эксплуатации и их элементы, отказ которых может привести к выходу радиоактивных продуктов в количествах, приводящих к дозовым нагрузкам на население, превосходящим значения, допускаемые *при максимальной проектной аварии* Системы безопасности, обеспечивающие поддержание активной зоны реактора в подкритическом состоянии, аварийный отвод от него тепла, локализацию радиоактивных продуктов Здания, сооружения, оборудование и их элементы, повреждение которых может привести к отказу этих систем	Сохранение полной работоспособности во время и после землетрясения	Выполнение функций по обеспечению безопасности АЭС во время и после землетрясения
II	Компоненты, не включенные в I категорию, отказ которых может привести к выходу радиоактивных продуктов в количествах, приводящих к дозовым нагрузкам сверх допустимых годовых значений *при нормальной эксплуатации,* и/или нарушение работы которых в отдельности или совокупности с другими может привести к перерыву в выработке элеюроэнергии. Подразделяется на две подкатегории: *Па* - компоненты, находящиеся внутри герметичных помещений здания реактора; *Пб* - остальные компоненты этой категории	Сохранение работоспособности после землетрясения	Требования не предъявляются
III	Компоненты АЭС, ие включенные в категории I и II	По нормам для неядерных объектов	Требования не предъявляются

Ко *II категории* относятся прежде всего те элементы АЭС, которые связаны с малой радиоактивностью (например, спецпрачечные, лаборатории и т.п.). Однако если выдвигается требование

выдачи электроэнергии после землетрясения, то в данную категорию должны войти и все необходимые для этого элементы станции (практически почти вся остальная ее часть).

В III категорию включаются все прочие элементы и сооружения станции (административные здания, мастерские, и т.п.).

Компоненты одной и той же системы могут быть отнесены к разным категориям сейсмостойкости, но при этом должны быть предусмотрены специальные устройства для разделения этих ее частей (отсечная, регулирующая арматура и т.п.). Сами разделяющие устройства относят к более высокой категории.

С другой стороны, если выход из строя элементов низшей категории может приводить к отказу элементов более высокой категории, то их категорийность повышается. Например, под оболочкой реакторного отделения над отметкой обслуживания реактора обычно располагается полярный кран, с помощью которого производятся некоторые операции перегрузки топлива, а также, при необходимости, разборка основного оборудования. Сам по себе он несуществен для безопасности, однако в случае его падения будет повреждена ядерная паропроизводящая установка. Поэтому его относят к I категории сейсмостойкости.

3.3. Требования по сейсмостойкости к элементам различных категорий

Как было сказано в п. 2.4.2, атомные станции проектируются исходя из двух расчетных уровней сейсмичности - более слабого проектного землетрясения (ПЗ), имеющего достаточно большую вероятность реализации за срок службы АЭС, и максимального расчетного землетрясения (МРЗ) с интенсивностью, предельно возможной на данной площадке строительства.

Смысл разбивки элементов АЭС на категории заключается в том, что в зависимости от их ответственности дифференцируются требования по сейсмостойкости (см. табл. 3.1).

Как видно, *элементы I категории* во время и после ПЗ должны сохранять полную работоспособность; при МРЗ не должно произойти отказа элементов, необходимых для обеспечения безопасности АЭС, т.е. для ее безопасной остановки и поддержания в остановленном состоянии.

Элементы II категории должны сохранять работоспособность при любом землетрясении вплоть до ПЗ, при котором, согласно российским нормам [29], АЭС должна быть автоматически остановлена. При МРЗ никаких требований к ним не предъявляется, т.е. они могут быть разрушены.

Требование обязательной автоматической остановки АЭС при ПЗ сравнительно недавно введено также в нормы ряда зарубежных стран. Например, в США при достижении соответствующего ускорения грунта станция должна быть остановлена, затем в течение не более 8 часов произведена ее ревизия, после которой АЭС можно

вновь запустить только с разрешения лицензирующего органа. Величина ускорения ПЗ является пороговым значением для выдачи сигнала на остановку, которое при проектировании АЭС выбирается произвольно (см. п. 2.4.2). При этом, если ускорение ПЗ не превосходит 0.3 от МРЗ, то никаких проверок сейсмостойкости сооружений и оборудования можно не производить. Однако чем ниже принят уровень ПЗ, тем больше вероятность его реализации и вытекающих из этого экономических потерь из-за остановки АЭС (невыработка энергии, расходы на ревизию и экспертизу и т.п.). Поэтому для ПЗ может быть принят более высокий уровень ускорения, но тогда сейсмостойкость АЭС необходимо обосновать расчетами или экспериментально [105а].

К *III категории* предъявляются требования по сейсмостойкости, как к неядерным объектам, т.е. они проектируются по общестроительным нормам [46]. В частности, при интенсивности ПЗ ниже 7 баллов воздействие землетрясения на сооружения этой категории не учитывается. Согласно этим же нормам сейсмостойкость оборудования не проверяется ни при какой интенсивности.

ГЛАВА 4

МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ

4.1. Предварительные замечания

В данной главе описаны методы расчета конструкций на сейсмостойкость. Они основаны на анализе колебаний здания при сейсмическом движении основания. Однако их отличительной особенностью является принципиальная невозможность точного задания возмущающего воздействия, поскольку землетрясение представляет собой случайный процесс, конкретная реализация которого зависит от многих трудноучитываемых факторов (см. гл. 2). Поэтому сейсмические расчеты отличаются от расчетов на другие динамические нагрузки использованием специфических методов задания возмущающего воздействия и определения ответной реакции конструкции.

Начало сейсмических расчетов датируется 1900 г., когда японский ученый Омори предложил статическую теорию сейсмостойкости. Согласно ей инерционные сейсмические нагрузки на сооружение определялись как произведение массы на максимальное ускорение грунта, т.е. сооружение считалось абсолютно твердым телом. Эта теория доминировала в течение полувека, а с некоторыми модификациями используется в ряде страи и поныне.

Но вскоре выяснилось, что статическая теория пригодна лишь для очень жестких сооружений, а в случае большой их податливости может приводить к существенным ошибкам. Поэтому начиная с 20-х годов усилиями ученых разных стран (М. Мононобе, К. Сюэхиро, Нейман, К.С. Завриев и др.) разрабатывается динамическая теория сейсмостойкости, учитывающая при вычислении инерционных сейсмических нагрузок как параметры колебаний основания, так и влияние вынужденных упругих колебаний сооружения. Обоснованность сейсмического анализа удалось существенно повысить путем использования спектров отклика - способа обработки инструментальных записей землетрясений, предложенного в начале 30-х годов американскими исследователями М. Био и Х. Бенъоффом. На этом представлении сейсмических данных основана так называемая линейно-спектральная теория сейсмостойкости, которая начиная с 50-х годов и по сей день является в большинстве стран основным инструментом сейсмических расчетов. В ее создании принимали участие ученые многих стран, среди которых следует назвать Хаузиера, Ньюмарка, Блюма, Далала, Морраца и др. Большую роль в развитии теории сейсмостойкости и методов сейсмостойкого строительства обычных и специальных сооружений сыграли также ученые бывшего Советского Союза - К.С. Завриев, И.Л. Корчинскнй, С.В. Медведев, А.Г. Назаров, Ш.Г. Напетваридзе, С.В. Поляков, А.П. Сиицын и многие другие.

Дальнейший прогресс в развитии сейсмических расчетов конструкций связан с появлением мощных компьютеров, новых алгоритмов и программного обеспечения. Благодаря этому стала возможной очень детальная схематизация сложных сооружений (например, реакторных корпусов атомных электростанций), а также выполнение расчетов при задании воздействия цифровкой акселерограммы, с помощью численного преобразования Фурье и т.п. Отметим, однако, что несмотря на большие возможности "машинного" счета, при реальном проектировании не утратили значение и простые, "ручные" методы сейсмического анализа конструкций с применением простейших расчетных схем. Во-первых, многие практические задачи проще и быстрее можно решить именно таким способом.

Во-вторых, оборотной стороной машинных расчетов является малая наглядность и трудность интерпретации их результатов, возможность ошибок из-за неправильного ввода исходных данных и т.п. Поэтому даже при выполнении расчета с помощью вычислительной программы полезно хотя бы грубо оценить ожидаемый результат путем "прикидки[11] по упрощенной схеме.

Выбор метода сейсмического расчета обусловлен различными факторами: сложностью и ответственностью конструкции, соотношением ее собственных частот и преобладающих частот воздействия, наличием необходимой вычислительной техники и программного обеспечения, объемом исходной информации, стоимостью и сроками работы и т.д.

Целью расчета является определение ответной реакции конструкции (перемещений, ускорений, внутренних усилий и проч.) на сейсмическое возмущение. Для обозначения этой реакции ниже будет использоваться обобщающее наименование *отклик конструкции (системы)* г(г). Совокупность откликов в различных точках конструкции составляет вектор откликов (г(г)}. Их максимальные значения будем обозначать соответственно *R* и {Я}.

4.2. Статическая теория сейсмостойкости

Наиболее просто инерционные сейсмические нагрузки на конструкцию определяются, если все ее собственные частоты выше частот воздействия (т.е. не меньше /унп - см. п. 2.3.3). В этом случае вынужденными колебаниями конструкции можно пренебречь, т.е. она может рассматриваться как абсолютно твердое тело. Тогда максимальная инерционная сейсмическая нагрузка F_c, действующая на нее, равна

$$F_c\text{-}mgAm\text{^} \qquad (4.1)$$

где т - масса конструкции; Атлх - пиковое ускорение основания, заданное в долях *g* (на спектре отклика воздействия оно равно "ускорению нулевого периода", или УНП - см. рис. 2.6). Сила F_c приложена в центре тяжести конструкции, а распределение инерционных нагрузок пропорционально распределению масс. Для нахождения отклика конструкции следует решить обычную задачу статики.

Данный подход называется *статической теорией сейсмостойкости* (или *статическим методом*). Она доминировала до серед ины 50-х годов, а некоторые ее модификации используются и сегодня.

Например, в США допускается использовать эквивалентный статический метод для расчетов элементов АЭС, причем не только очень жестких (высокочастотных), но и податливых, если эти элементы могут быть реалистично схематизированы в виде простых моделей. Обычно таким образом рассчитывают даа типа конструкций: первый - консоль с достаточно равномерным распределением масс; второй - конструкции, приводящиеся к системе с одной степенью свободы (консоль с неравномерным распределением масс и иные модели, у которых *максимумы сейсмической реакции во всех*

точках направлены в одну сторону). В то же время этот метод неприменим, например, для консоли с промежуточной опорой, так как в ней момент меняет знак по длине, и потому существенный вклад могут давать неучитываемые высшие собственные формы. Если собственные частоты конструкции достаточно высоки (как правило, больше 33 Гц), то нагрузки определяют по формуле (4.1). Если же частоты низки или неизвестны вовсе, то внутренние усилия с запасом находят с применением не УНП, а *максимального* значения ускорения в спектре, и кроме того, у конструкций первого типа момент в основании дополнительно повышают на 10%, а у второго - момент и сдвигающую силу повышают на 50% [115].

Для податливых конструкций вкладом вынужденных колебаний в сейсмическую реакцию часто пренебрегать нельзя, и поэтому сейсмические нагрузки на них должны определяться динамическими методами, описанными ниже.

4.3. Динамический анализ

При динамическом анализе в качестве исходной сейсмологической информации используются записи сейсмических движений грунта (чаще всего - акселерограммы). Этим методом могут рассчитываться как линейные, так и нелинейные системы.

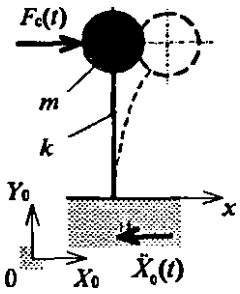


Рис. 4.1. Инерционная сейсмическая нагрузка на систему с одной степенью свободы (линейный осциллятор)

При прямолинейных сейсмических колебаниях *системы с одной степенью свободы* (рис. 4.1) действующая на нее инерционная сила

$$F_c(t) = -mgx_a(t)_t \qquad (4.2)$$

где $x_a(t)$ - абсолютное ускорение массы осциллятора (в долях *g),* которое вычисляется либо прямым пошаговым интегрированием дифференциального уравнения (1.15), либо путем вычисления интеграла Дюамеля (1.16) [с учетом соотношения (1.17) между перемещениями и ускорениями осциллятора]. Отметим, что хотя в последнем случае решение дано в замкнутой форме, но ввиду сложности законов сейсмических колебаний грунта, не поддающихся описанию аналитической формулой и обычно задаваемых в виде цифровок (таблиц значений), практически значение интеграла (1.16) также находят численно.

Отклик *дискретной линейной системы со многими степенями свободы* линейно зависит от инерционных сейсмических нагрузок, т.е. вектор откликов системы **{r(Г)}** связан с вектором инерционных сейсмических нагрузок {F»(f)} линейным преобразованием:

$$\{r(t)\}=[T\backslash\{F_c(t)\}, \qquad (4.3)$$

где [7] - матрица перехода. Вектор нагрузок

= (44)

где *[M]* - матрица масс; *{u_a(t)}* - вектор абсолютных ускорений точек системы (заданных в долях ***g).***

Для вычисления вектора {$й_д$(0} необходимо проинтегрировать систему дифференциальных уравнений движения (1.35), решение которой можно найти либо методом модальной суперпозиции, либо прямым пошаговым интегрированием (вопрос об учете многокомпонентное™ возмущения рассмотрен ниже).

Первый из этих подходов основан на разложении перемещений системы по собственным формам. Воспользуемся формулой (1.53):

(4.5)

/= 1

Каждое из слагаемых в правой части представляет собой вектор инерционных сейсмических нагрузок, соответствующих колебаниям по7-й собственной форме:

Подставив (4.5) в (4.3), получим:

Обозначим ***[T}[M]{t]j} = {Rj}-*** этот вектор представляет собой отклик по j-й собственной форме, отвечающий единичному значению абсолютного ускорения. Закон изменения *j*-го модального абсолютного ускорения $3j_a$(t) вычисляется по формуле (1.52). С учетом этих обозначений окончательно получим

Пользуясь соотношением (1.17), можно также представить отклик как функцию не абсолютных ускорений, а относительных перемещений *Sj(t):*



(49)

Использование разложения системы дифференциальных уравнений по собственным формам дает даа преимущества. Во-первых,

интегрирование каждого отдельного дифференциального уравнения, описывающего движение по *j-и* форме, проще, чем исходной системы дифференциальных уравнений. Во-вторых, требуемая точность решения может быть достигнута при учете в суммах не всех п собственных форм, а только их части $s<n$ (иногда достаточно малой). Число форм, которые необходимо учесть дня получения требуемой точности, определяется так же, как в линейно-спектральной теории сейсмостойкости (см. п. 4.5).

Следует, однако, помнить, что, как было отмечено в гл. 1, разложение систем (1.35) или (1.35,а) по собственным формам возможно только при матрицах диссипации *[С* специального вида, удовлетворяющих условию (1.38). В противном случае должно производиться прямое пошаговое интегрирование. Существует множество методов его выполнения, которые излагаются в курсах вычислительных методов математики и подробное рассмотрение которых выходит за рамки настоящей книги. Поэтому здесь будет дана только краткая характеристика некоторых из них.

При пошаговом интегрировании отклик системы вычисляется через достаточно малые интервалы времени (шаги) Af, в начале и в конце каждого из которых устанавливаются условия динамического равновесия. Различают явные и неявные методы.

В *явных* методах перемещения, скорости и ускорения системы на каждом шаге явно выражаются через их значения на предыдущем. Примером является часто используемый метод Рунге-Кутта. Отличительной особенностью явных методов является их условная сходимость: численное решение устойчиво, если шаг Лг меньше некоторого критического значения $Аг_я$. В частности, при использовании метода Рунге-Кутта $to_a<T_{mb}J2_f$ где T_{min} - период колебаний системы по наивысшей собственной форме. Но при слишком малом шаге явные методы неэффективны с вычислительной точки зрения.

Неявные методы преобразуют систему дифференциальных уравнений в систему алгебраических, и на каждом шаге требуется выполнять обращение матрицы последней. В современных вычислительных программах часто используются метод Хауболта [90], *в~* метод Вильсона [64], уЗ-метод Ньюмарка [100] и др. Неявные методы безусловно устойчивы, т.е. для сохранения устойчивости не нужен слишком малый шаг интегрирования, и потому его выбор определяется прежде всего требуемой точностью решения. Например, по нормам США [115] при расчетах АЭС шаг следует выбирать так, чтобы при его уменьшении вдвое результат изменялся не более чем на 10%. Для этого предлагается принимать Дг=7У(10+15), где $T_к$ - период колебаний по высшей из интересующих собственных форм.

Закон сейсмических ускорений основания $X_0(t)$ задается "цифровкой", т.е. таблицей значений с определенным шагом (см. п. 2.4.5). Если шаг интегрирования оказывается меньше шага цифровки, то значения акселерограммы между точками цифровки мож-

но вычислить по теореме Котельникова [т.е. с помощью ряда (4.13)]. Часто, однако, поступают иначе: применяют несколько более мелкий, чем требуется по этой теореме, шаг цифровки (например, 0.01 с) и используют более простую (например, линейную) аппроксимацию.

Как правило, должны учитываться три компоненты сейсмического движения грунта, которые могут быть приложены либо одновременно, либо поотдельности. В первом случае используется уравнение (1.35,а), и суммарный отклик системы вычисляется автоматически. Во втором случае отдельно интегрируются уравнения вида (1.35), где в правой части стоят соответствующие компоненты, а затем полученные отклики в каждый из моментов времени алгебраически суммируются. *Максимальное значение* суммарного отклика иногда вычисляют, соответствующим образом суммируя максимумы откликов на каждую из компонент. Способы такого суммирования изложены в п. 4.5.6. Подчеркнем, что компоненты должны бьгть статистически независимыми (см. п. 2.4.5).

Часто задается не одна, а ансамбль расчетных акселерограмм. В этом случае полученные результаты должны осред няться или могут (в запас) приниматься по наихудшему варианту.

Для анализа *нелинейных систем* чаще всего используется прямое пошаговое интегрирование. Нелинейность может быть геометрической (если в процессе движения системы ее характеристики изменяются вследствие больших перемещений, наличия зазоров и люфтов, и проч.) и физической (например, нелинейная упругость или пластичность материалов, нелинейное демпфирование и т.п.). Обычно не зависящие от времени матрицы вычисляются один раз, а зависящие пересчитаваются на каждом шаге. Поскольку для нелинейных дифференциальных уравнений суперпозиция частных решений невозможна, три компоненты землетрясения должны быть приложены одновременно. Необходимо учитывать, что нелинейные системы часто чувствительны к специфическим особенностям и небольшим погрешностям исходных акселерограмм, и последние необходимо тщательно выверять. Например, при небольшой систематической ошибке в задании нулевой линии акселерограммы можно получить неправдоподобно большие остаточные перемещения системы (см. п. 2.4.5).

Как известно, нелинейные системы не имеют собственных частот и форм. Тем не менее, существуют специальные методы их анализа путем разложения движения по собственным формам линеаризованной или исходной системы (см. п. 1.3).

4.4. **Анализ с использованием интегральных преобразований**

Суть данного способа решения (часто называемого *операторным методом)* сводится к тому, что посредством того или иного интегрального преобразования переходят от дифференциальных Уравнений к вспомогательным алгебраическим, находят их реше-

ния, а затем из них с помощью обратного преобразования получают решения исходных уравнений.

Сейчас наиболее часто используется *преобразование Фурье*[1]. Стимулом к этому послужила разработка процедуры быстрого преобразования Фурье (БПФ), предложенная в 1965 г. Коули и Тейки, а также появление быстродействующих компьютеров [63, 69, 75, 80, 96, 99].

Определение отклика системы с одной степенью свободы распадается на три этапа. Сначала выполняют преобразование Фурье расчетной акселерограммы $X_0(t)$ и находят ее *трансформанту* (или *изображение*) ***Xq(co) :***

$$jf^*(fi>) = \int_{-\infty}^{\infty} lx_0(t)exp(-ia>t)dt. \qquad (4.10)$$

Затем, умножая хрансформанту на передаточную функцию системы *T(co),* находят отклик системы в частотной области *г* (co):*

$$z^1(o)) = X^9{}_0(a)T(e)). \qquad (4.11)$$

Наконец, выполняют обратное преобразование Фурье и находят отклик системы во временной области г(г):

$$r(t) = \frac{1}{} \int^{00} [z^*(co)\, cxpQco\, t)dco. \qquad (4.12)$$

Для простоты выше рассмахрено только однокомпонентное воздействие. При учете нескольких компонент выкладки аналогичны.

Существуют стандартные компьютерные программы для выполнения БПФ, позволяющие производить вычисления типа (4.10) и (4.12) очень быстро. Как видно, если известны хрансформанта ***Xq(co)*** И передаточная функция ***T(to)t*** то отклик определяется с помощью алгебраического преобразования (4.11), а не значительно более сложного интегрирования системы дифференциальных уравнений. Это и является главным преимуществом данного метода.

Следует отметить, что в принципе преобразование Фурье предполагает непрерывность аргумента функции, однако все алгоритмы БПФ предусматривают ее дискретизацию. Это может послужить причиной вычислительных ошибок, во избежание которых следует придерживаться следующих правил.

Если наивысшая из интересующих частот равна f_{maxt} то для того, чтобы ее вклад был представлен точно, исходное расчетное

[1] В принципе это один из вариантов метода динамического анализа систем, поскольку здесь в качестве исходной сейсмологической информации используется закон колебаний основания, но иногда его трактуют как отдельный метод.

воздействие (акселерограмма) должно быть даскретизировано (оцифровано) с шагом по времени ЛГ=1/(2f_{max}) [21, 22, 23, 69]. Этот шаг называется *шагом Найкеиста*, а величина f_{max} - *частотой Найквиста*. В нашей саране это положение известно как *теорема Котельникова*$_y$ который доказал ее задолго до Найквисга [21, 22, 23]. Согласно ей, функция *x(t)* выражается через свои дискретные значения посредством ряда:

$$*(0= \sum_{к=-<о} {}^{5П2\text{-}}{}^{2}Я/_{ma}ДГ \sim_{ч}{}^{\wedge}{}^{\gg} t_k) \quad \text{где } 1 *={}^{Ш} > * = {}^{\circ}{}^{,}{}^{\pm 1}{}^{,}{}^{\wedge} \sim \quad (^{413}>$$

Использование более мелкого шага, чем Аг, увеличивает трудоемкость расчетов, не давая никакой дополнительной информации в интересующем диапазоне частот. При более крупном шаге высокочастотные компоненты даскрешзируемой функции замещаются низкочастотными, поэтому и они сами, и реакция на них рассчитываемой системы будут представлены ошибочно.

Преобразование Фурье предназначено для периодических функций. Если оно применяется к функции, заданной на ограниченном интервале времени (такой, например, как запись сейсмических колебаний), то неявно предполагается, что по его окончании функция будет периодически повторяться. Это может привести к наложению данных при умножении в частотной области, что во временной области эквивалентно интегрированию с ненулевыми начальными условиями. Во избежание этого возмущающую функцию $X_0(0$ следует дополнить интервалом с нулевыми значениями ("зона покоя"), длина которого обычно равна продолжительности самой функции.

Передаточная функция *T(a>)* в диапазоне собственных частот сооружения может иметь пикообразный характер. При ее дискретизации шаг по частоте должен быть настолько малым, чтобы форма и максимумы пиков не были искажены. Например, по нормам США [115] требуется, как правило, задавать *T(cS)* не менее чем 150 значениями в диапазоне от 0 до 33 Гц.

Для системы с л степенями свободы передаточная функция представляет собой вектор л-го порядка $\{T(aj)\}_f$ определить который можно различными способами. Первый - непосредственное решение для каждой из интересующих круговых частот $\omega_к$ уравнения

$$(\sim co^2_к[м]+m_k[C) + [K])\{T(<o_k)\} = \sim\backslash M]\{J_X). \qquad (4.14)$$

Оно получается из уравнения (1.35) после подстановки в него $X_{0«)} = \exp(io_k t)$, с учетом того, что в этом случае (вынужденные Колебания при гармоническом возмущении) {и} = {Г(&>)}exp(/&>$_ь$0.

Если используется разложение движения по собственным формам, то значение передаточной функции на частоте $\omega_к$ равно

$$\{\Pi<o_к)\} = \sum_{j=i}^{т} А ф, \backslash a_к \{a>^ \quad (4.15)$$

где *s* - число учитываемых собственных форм; *ор* и I) - соответственно j-е собственная круговая частота, собственная форма и коэффициент участия (см. гл. 1);

$$<Xk(o>j) = \quad -*>1^{+} \quad .$$

где Q - относительное затухание по данной собственной форме.

Наконец, функцию *Т(ю)* можно вычислить следующим образом: сначала численно проинтегрировать систему уравнений (1.35) при некоторой возмущающей функции $0_о(О^{и}$ найти отклик г(г); затем для обеих этих функций выполнить преобразование Фурье. Искомая передаточная функция равна отношению хрансформант:

$$П<о) = г^{т}(о>)/е1(о>). \quad (4.16)$$

Хотя это равенство в принципе справедливо при любой возмущающей функции $©_0(0$, достаточная точность будет обеспечена только при условии, что адекватный отклик системы получен на всех интересующих собственных частотах, вплоть до $о)_к$. Для этого в качестве возмущения необходимо использовать ограниченный по частоте белый шум, задаваемый формулой

$$®о(0 = \frac{}{2пг_0} \quad . \quad (4.17)$$

Широко известен еще один вид интегрального преобразования - *преобразование Лапласа* [21]. Согласно ему, изображение *F(p)* исходной функции/(г) находят, вычисляя интеграл

$$F(p) = \int_{о}^{00} f\{t)cxp(-pt)dt.$$

Для многих из применяемых в технике функций изображения по Лапласу оказываются достаточно элементарными (часто в виде дробно-рациональной функции). В пространстве изображений также существенно упрощаются математические операции: дифференцированию исходной функции соответствует умножение ее изображения на параметр *р,* интегрированию - деление на *р* и т.д. В итоге процедура интегрирования дифференциальных уравнений заменяется значительно более простыми алгебраическими операциями. Получив изображение, решение находят посредством обратного интегрального преобразования. Имеются таблицы, с помощью которых функцию можно непосредственно определить по виду ее изображения.

Преобразование Лапласа часто использует в технических дисциплинах, но пока отсутствуют алгоритмы и быстродействующие вычислительные программы, прозволяющие автоматизировать эту работу. Поэтому оно применяется главным образом не при расчетах реальных конструкций, а в аналитических исследованиях.

4.5. Линейно-спектральная теория сейсмостойкости

4.5.1. Предварительные замечания

В настоящее время для сейсмических расчетов конструкций, в том числе сооружений и оборудования АЭС, наиболее широко применяется *линейно-спектральная теория сейсмостойкости*. Как ясно из названия, она использует исходное сейсмическое воздействие, заданное в виде спектров отклика [чаще всего спектров ускорений *SJf,* £)]. Ниже предполагается, что при расчете этих спектров сейсмическое движение основания масштабировано так, что горизонтальное пиковое ускорение равно 1 *g,* т.е. при *fefym SJf,* £)=1 (см. гл. 2). Интенсивность землетрясения задается величиной пикового ускорения основания *Am*x* (в долях *g).*

Данный метод расчета основан на разложении системы дифференциальных уравнений движения по собственным формам. Согласно ему, анализ сейсмостойкости включает следующие этапы:

а) по спектрам отклика вычисляют модальные (т.е. соотвествующие каждой из собственных форм) инерционные сейсмические нагрузки, зависшие от собственных частот и форм;

б) эти нагрузки прикладывают как статические и определяют модальные отклики конструкции (перемещения, моменты, поперечные и продольные силы и т.п.);

в) вычисляют суммарный ("расчетный") сейсмический отклик, суммируя модальные отклики по специальным формулам;

г) используя суммарный отклик в соответствующей комбинации с иными нагрузками, оценивают сейсмостойкость конструкции.

Как можно видеть, величина и распределение инерционных нагрузок зависят от собственных частот и форм конструкции, но затем нагрузки рассматриваются как статические, т.е. данный метод является квазистатическим.

Рассмотрим перечисленные этапы более подробно.

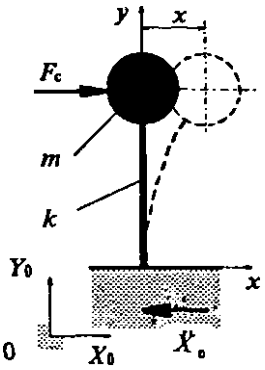
4.5.2. Модальные инерционные сейсмические нагрузки

Максимальное значение инерционной сейсмической нагрузки, действующей на прямолинейно движущийся линейный осциллятор (рис. 4.2), равно

$$F_c = MgAm*xS_a(f, £), \qquad (4.18)$$

где т - масса осциллятора; /, его собственная частота и коэффициент диссипации энергии; $S_a(f_t Q$ - соответствующее им значение спектра ускорений. Если /^/унп, то ArmSJf, и в этом диа-

пазоне частот равенства (4.18) и (4.1) эквивалентны, т.е. мы приходим к статической теории сейсмостойкости.



Рнс. 4.2. Максимальная инерционная сейсмическая нагрузка на прямолинейно движущийся линейный осциллятор

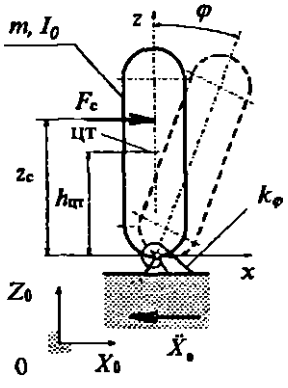


Рис. 4.3. Максимальная инерционная сейсмическая нагрузка на линейный осциллятор, совершающий угловые колебания

Рассмотрим еще один вид линейного осциллятора - твердое тело, совершающее угловые колебания под действием горизонтальных сейсмических движений оси поворота (рис. 4.3). Пусть тело имеет массу /и, момент инерции относительно оси поворота /о, радиус инерции $p_c = \sqrt{Jq/m}$. В гл. 1 было показано, что горизонтальное ускорение точки, удаленной от оси поворота на расстояние p_0, отличается от ускорения прямолинейно колеблющегося тела только множителем Лцт/p_0 [см. (1.21)]. Следовательно, максимум ускорения в этой точке равен gAm^xS^ £)Лцт/ро, и ускорения $a_c(z)$ распределены вдоль тела линейно:

$$\text{«c}(*) = \text{z}(\text{bJpl})\,\text{g}\,\text{A}_{\text{m}} \sim \text{S}_{\text{a}}(\text{f},0. \qquad (4.19)$$

Инерционные сейсмические силы, действующие на тело,

$$Sc(z) = *c(zMz) = \quad)(b_{UT}/pl)gA_{max}S_a(f_j0, \qquad (4.20)$$

где где //(z) - погонная масса. Равнодействующая инерционных сил

$$F_c = \int_0 g_c(z)dz = g(h_{UT}Ipi)A_{mtx}S_a(/,0\{zp(z)dz. \qquad (4.21)$$

Как известно, координата центра тяжести тела

$$= \frac{I}{m}\int zp(z)dz. \qquad (4.22)$$

Выразив из этого равенства интеграл и подставив в (4.21), получим следующее окончательное выражение для равнодействующей:

$$F_c = \wedge(Лц^2_т/ро)Лпах\wedge(/,0. \qquad (4.23)$$

Координата точки ее приложения

$$= \qquad = \wedge g(h_m lpl)A_{m,,}S_a\{f,d\backslash z^2 v\{z)dz. \qquad (4.24)$$

$$''c\ o \qquad c \qquad O$$

Интеграл в правой части - это момент инерции тела /о. Выразив его через массу и радиус инерции, окончательно получим

$$= p \backslash ! к \qquad (4\text{-}25)$$



Рис. 4.4. Инерционные сейсмические нагрузки на систему с п степенями свободы:

а) расчетная схема с тремя степенями свободы; *б)* сейсмические нагрузки, отвечающие различным собственным формам

Для дискретных систем со многими степенями свободы и континуальных систем определение инерционных сейсмических нагрузок по линейно-спектральной теории сейсмостойкости основано на разложениях (1.53) и (1.62). Так, для *дискретной системы* максимальное значение>го слагаемого в сумме (1.53) равно $\{r\}j\}An^*xS_a(fj$, ф, где *fj и* соответственно *j-я* собственная частота и коэффициент диссипации энергии по данной форме. Следовательно, *вектор j-й модальной инерционной сейсмической нагрузки* (рис. 4.4)

$$\{Fcj)=g[M\backslash\{4j\}An^*xS_a(fj_t\ £), \qquad (4.26)$$

где [М] - матрица масс системы.

Для *континуальных систем* коэффициенты TJ, а следовательно, и инерционные сейсмические нагрузки представляют собой непрерывные функции координат. В частности, для стержня *j-я модальная инерционная сейсмическая нагрузка* (рис. 4.5)

ScA^gvftljWAT^SJfj, Q, (4.27)

где Дг) - погонная масса, а rjj{z) вычисляется по формуле (1.59).

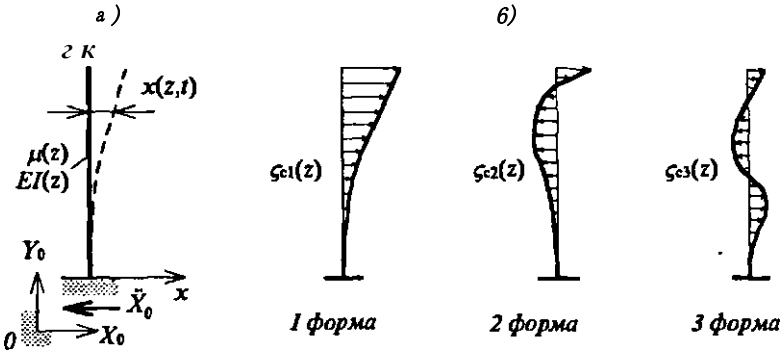


Рис. 4.5. Инерционные сейсмические нагрузки на континуальную систему:

а) расчетная схема (стержень); б) сейсмические нагрузки, отвечающие трем первым собственным формам

Вместо инерционных сейсмических нагрузок можно вычислить *относительные* модальные перемещения в системе координат, связанной с движущимся основанием. Продемонстрируем это на примере дискретной системы. Заметим, что произведение сомножителей в правой части (4.26), кроме матрицы [М], представляет собой вектор максимальных *абсолютных* ускорений точек системы, соответствующих *j*-й моде. Следовательно, максимальные относительные модальные перемещения могут быть получены из него путем деления на квадрат круговой частоты ojj-2nfj [см. (3.2)]:

$$K1 = \frac{A M^{\wedge} a x W ;^{\wedge})\cdot}{<Oj} \qquad (4.28)$$

Аналогично можно вычислить относительные перемещения для системы с одной степенью свободы и континуальной системы.

4.5.3. Модальный сейсмический отклик системы

Для систем с одной степенью свободы инерционные нагрузки, вычисленные согласно (4.18)-(4.23), можно непосредственно использовать для проверки сейсмостойкости конструкции. В случае системы со многими степенями свободы, учитывая ее линейность, можно приложить к конструкции модальные инерционные сейсмические нагрузки (4.26), рассматриваемые как статические, и найти вектор *{Rj}* максимальных значений интересующего *модального отклика системы* (напряжений, перемещений, моментов, сил и т.п.):

$$\{Rj\}=[7]\{F_{cj}\ =g[T\backslash[M]\{r\}j\}Am,,S_a(fj_t\pounds), \qquad (4.29)$$

где [7] - матрица перехода от нагрузок к соответствующему отклику системы. Можно переписать это выражение в виде

{Rjl^giRjlA^SAfjtj), (4.30)

где, как и в (4.8), *{Rj) = [T][M]{rjj)* - отклик, соответствующий значению AmixSaifj, £})=1.

Таким же образом с помощью равенства (4.27) можно найти максимумы модальных откликов континуальной системы.

4.5.4. Суммарный (расчетный) сейсмический отклик системы

Хотя максимумы модальных откликов системы нам известны, однако в общем случае они достигаются неодновременно. Непосредственно определить сдвиг максимумов по времени невозможно, поскольку при расчетах по спектрам отклика мы не получаем зависимости сейсмических реакций системы от времени. Поэтому возникает проблема вычисления максимального (расчетного) сейсмического отклика системы по максимумам ее модальных откликов. Для этой цели был предложен целый ряд способов, применяемых в зависимости от соотношения собственных частот системы.

Обозначим fc-й элемент вектора отклика *{Rj}* через R_{Jk}. Он представляет собой отклик в Аг-й точке системы при ее колебаниях по *j-ii* собственной форме. Вектор суммарных откликов системы обозначим {Дд}, а соответствующий его элемент R_{ak}. Кроме того, *s* обозначает число учитываемых в расчете собственных форм, а п, как и прежде, их общее число (т.е. число степеней свободы системы) через. В п. 4.5.5 будет показано, что обычно можно принимать *s<n,* что является одним из преимуществ линейно-спектральной теории.

Простейший способ определения суммарного отклика - принять, что все модальные отклики, за исключением 7 - г о , взаимно уничтожаются, и *учитывать только одну собственную форму*, т.е. принять Rajt-Rjk- Такой подход дает *нижнюю оценку* отклика.

Для более точной оценки необходимо учитывать вклад более чем одной собственной формы. Простейший из способов такого учета - *суммирование откликов по модулю:*

$$R_{ak} = \pm\sum_{j=1}^{s}\left|R_{jk}\right|. \qquad (4.31)$$

Это равносильно предположению, что все их максимумы достигаются одновременно и совпадают по знаку. В общем случае данная формула дает *верхнюю оценку* для R^.

Другой часто используемый способ суммирования - *квадратный корень из суммы квадратов* модальных откликов (ниже он будет именоваться "*Правило ККСК"):*

(4-32)

Полученную так величину R_{ak} обычно называют "наболее вероятным значением отклика" [73, 115]. При некоторых упрощающих допущениях это утверждение можно доказать следующим образом.

Пусть $r_{ak}(t)$ представляет собой *к-й* элемент вектора откликов **{г(Г)},** найденного согласно (4.8), т.е.

= (4.33)

Поскольку спектр отклика представляет собой модуль максимального за время землетрясения абсолютного ускорения осциллятора, в любой момент времени справедливо:

где -1^а у^1. С учетом (4.30) получаем

$$r_{e\,k} - g \wedge R\,j\,b\,A \wedge i\,f\,j\,X\,j \wedge j = \sum_{j=1} \wedge R_{j\,k}\,a\,j\ . \qquad (4.34)$$

Обозначив Cj^RjbCtji препишем это равенство в виде

(4-35)

7=1

Предположим, что все a_7 - нормально распределенные случайные величины с математическими ожиданиями, равными нулю: m_aj-0. Как известно, практически все их значения лежат в диапазоне где <J_aj - стандартное отклонение ("правило За"). Поэтому можно считать, что <$\tau_в$у«1/3. Тогда слагаемые c_{jk} также распределены нормально с математическими ожиданиями /$и_с$/=0 и стандартами a_{cj}=CTajRj$_k$~Rj$_k$l^• Сумма (4.35) - это линейная комбинация нормально распределенных случайных величин, и, следовательно, величина $г_{ак}$ также распределена нормально с математическим ожиданием $m_{Гак}=0н$ стандартным отклонением

$$^{2}ак \qquad " 7=1 \qquad »7=1 \wedge \quad ' \quad \sim \backslash 7=1$$

Сравнивая (4.36) и (4.32), убеждаемся, что последняя формула дает значение $R_{ak} = m_{Гдк} \pm 3a_{Гак}$, вероятность превышения которого практически равна нулю.

Формулу (4.36) можно записать следующим образом:

(4.37)

где [£] - *единичная* матрица, играющая роль нормированной корреляционной матрицы. Иными словами, в данном случае коэффициенты корреляции между модальными откликами равны нулю, т.е. модальные отклики системы предполагаются взаимно некореллированными. На практике это допущение удовлетворительно подтверждается, если соответствующие собственные частоты достаточно сильно различаются между собой. Однако для сложных систем со многими степенями свободы это условие может не выполняться.

Данное обстоятельство учитывается так называемым *"Правилом 10 процентов*являющимся модификацией предыдущего. Согласно ему, собственные частоты системы разбивают на две группы: близко и далеко расположенные друг от друга. Две частоты // и /*>/, считаются близко расположенными, если они отличаются не более чем на 10%, т.е.

(4.38)

//

В противном случае частоты считаются далеко расположенными. Суммарный отклик вычисляется по формуле

$$R_{ak} = \pm\sqrt{\sum_{j=1}^{s} R_{jk}^2 + 2\sum_{l=1}^{m}\sum_{r=1}^{m}\left|R_{lk}R_{rk}\right|}, \qquad l \neq r, \tag{4.39}$$

где первая сумма под радикалом соответствует далеко расположенным, а д войная сумма - близко расположенным частотам и всем частотам, превышающим /унп.

Приняв те же допущения и повторив рассуждения, проделанные в отношении формулы (4.32), можно показать, что R_{ak} является наиболее вероятным значением нормально распределенной случайной величины $r_{ак}$ с нулевым математическим ожиданием и стандартом, вычисляемым по формуле, аналогичной (4.37):

$$\sigma_{r_{ak}} = \sqrt{\sum_{j=1}^{s} \left\{\sigma_{c_{jk}}\right\}^T [\rho] \left\{\sigma_{c_{jk}}\right\}}, \tag{4.40}$$

где [р] - нормированная корреляционная матрица, элементы которой для далеко расположенных собственных частот равны нулю, а для близко расположенных - единице. Следовательно, отклики по близко расположенным частотам, а также по частотам больше /унп предполагаются совпадающими или линейно зависимыми. Таким

образом, формула (4.39), как (4.32), дает наиболее вероятное значение отклика системы при названном допущении относительно корреляции модальных откликов.

Другой метод суммирования, учитывающий близость расположения частот, носит название *"Метод группировки"* [73]. Собственные частоты, начиная с низшей, разбиваются на группы, в каждую из которых включают частоты, которые превышают низшую частоту в группе не более чем на 10%,. Все частоты, превосходящие **/унп,** также должны рассматриваться как близко расположенные. Суммарный отклик вычисляется следующим образом:

$$y \quad m \quad m \qquad (4.41)$$

$$q\text{-}1 \; l{=}i \; r{=}i$$

где R_{Igk} и R_{rqk} - отклик по 1-Й и г-й собственным формам, входящим в *q-ю* группу; / - номер первой, а *m* - последней частоты в группе; *p* - общее число групп. В отличие от предыдущего метода, здесь коэффициенты корреляции равны 1 не для всех близко расположенных частот, а только внутри каждой группы.

Наконец, наиболее точно учитывает корреляцию между собственными формами *"Метод двойных сумм"* [81, 107, 115]:

$$1 /{=}1 \; \Gamma{\sim}\backslash \qquad (4.42)$$

где Rf_k и R_{rk} - алгебраические (не абсолютные!) значения модальных откликов по /-й и г -й собственным формам;

$$\pounds u \; = \; \mathbf{J} \quad z.\text{-}z, \quad \mathbf{V}^{-1} \quad \text{при } f_r < 0.5/\text{унп} \;\; \text{и}^{\text{тм}} \;\; // < 0.5/\text{унп} \text{'»}$$

$$\text{цри } f_r Z 0\,5 f_{y\,m} \;\; \text{ида} \qquad O, \qquad (4.43)$$

где:

fj - 7-я собственная частота; - коэффициент относительного демпфирования по 7-й собственной форме; t_d - длительность землетрясения (с). Если для какой-либо пары частот, /, и /„ коэффициент £/,<0.2 или если разница между частотами больше 10% и при этом обе они меньше чем 0.5/унп, то можно принимать $e_{1г}$=0.

Коэффициенты представляют собой элементы корреляционной матрицы [см. (4.40)]. Таким образом, и данный метод дает наиболее вероятное значение отклика при сделанных допущениях о характере корреляции откликов по различным формам.

Последний метод суммирования наиболее точен из рассмотренных, но он требует и большего объема информации относительно сейсмического движения грунта. Предложены еще более точные, но и более сложные процедуры (см., например, [87]). Следует, однако, учитывать, что точность используемых расчетных процедур должна отвечать точности исходных данных, а поскольку при сейсмических расчетах последняя невысока, то лучше использовать простейшие формулы, предусматривая при этом достаточные запасы.

Отметим один важный частный случай: если/i^/унп (т.е *все* собственные частоты не меньше**/унп),** то отклики по всем формам просто совпадают с исходным воздействием, а значит, и между собой. *В этом случае линейно-спектральная теория сейсмостойкости вырождается в статическую*, расчет по которой гораздо проще.

Это доказывается следующим образом. Поскольку все отклики идентичны, они должны суммироваться алгебраически:

$$\{R_a\} = \sum_{j=1}^{\Pi} \{R_j\}. \qquad (4.44)$$

Поставим сюда (4.29) и учтем, что значения спектра отклика для всех собственных форм одинаковы: *SJfj% Cj)*=\. Тогда получим:

ЫЧФ^Д/^ИЕЫЧФиИЕЫ • <-

Согласно (1.48), сумма векторов в правой части равна вектору $\{J_x\}$. Поэтому:

$$\{R_a\} = [T] g A_{max} [M] \{J_x\}. \qquad (4.45)$$

Произведение gA_m*x[M]{J_x} представляет собой вектор нагрузок, полученных путем умножения масс системы на компоненты пикового ускорения основания, действующие по направлениям соответствующих координат. Иными словами, инерционные сейсмические нагрузки, полученные по линейно-спектральной и статической теориям сейсмостойкости, одинаковы.

При использовании формул (4.32)-(4.42) также получается переход к статической теории, если учесть, что при fi^fym в них должно использоваться *только одно слагаемое*, вычисленное с использованием "остаточного вектора" *{rf}={J_x}* (см. п. 4.5.5).

4.5.5. Число собственных форм, учитываемых в расчете

При использовании приведенных выше формул суммирования достаточную точность можно получить, учтя вклад не всех, а только части собственных форм системы. Допустимая погрешность зависит от ответственности рассматриваемого элемента АЭС. Например, в США при проектировании элементов АЭС, связанных с

обеспечением безопасности, неучтенные собственные формы не должны увеличивать отклик системы более, чем на 10% (кроме случая, когда учтены все собственные формы с частотами меньше **/унп)** [116].

Необходимый результат может быть получен по-разному.

Первый путь - метод проб и ошибок: отклик системы вычисляют, постепенно увеличивая число учитываемых форм, пока его изменение не окажется приемлемо малым. Это простейший, но иногда достаточно трудоемкий способ.

Альтернативный подход основан на предположении, что отклик системы зависит от величины потенциальной энергии деформации, потерянной за счет усечения числа форм [115]. Согласно ему, частота усечения f_j задается так, чтобы отношение потерянной энергии к общей потенциальной энергии системы не превышало 5%:

$$\pounds 0.05, \qquad (^{4}\text{-}^{46})$$

j=1

где *Ej* - потенциальная энергия *j-й* формы:

$$E, = ^{\wedge} 5 - \Gamma > X^{2} \qquad ; \qquad (4.47)$$

$2co^{j}$

coj -j-я собственная круговая частота; Г) - коэффициент участия [см. формулу (1.44)]; *m* -j-*я обобщенная масса [см. (1.40)]; E_m - энергия, потерянная за счет отбрасывания форм от (я+1)-й до *п-й:*

$$E_m - 05M_mS^*_h, \qquad (4.48)$$

где S_{vh} - спектральная скорость по (у+1)-й частоте [ее можно найти с помощью соотношения (3.2)]; M_m - потерянная масса, равная:

$$\mathbf{Mn = Z\ M - Z^{r} > J'} \qquad \mathbf{(4\text{-}49)}$$

$\leftarrow 1 \qquad 1$

где M_t - массы, сосредоточенные в узлах динамической модели системы[1]; п - общее число узлов.

Другой метод основан на оценке потерянной массы [115]. Согласно ему, частота усечения Jj должна выбираться так, чтобы сумма модальных масс, учтенных в расчете, составляла не менее 90% общей массы системы (т.е. чтобы масса M_{mt} вычисленная согласно (4.49), составляла не более 10% от общей массы системы). Этот метод проще, но его сходимость хуже, чем в случае оценки по потенциальной энергии. Поэтому обычно он дает результаты с не-

[1] Первое слагаемое в (4.49) представляет собой общую массу системы.

сколько большим запасом, особенно при вычислении инерционных сейсмических нагрузок в удаленных от опор точках системы со многими степенями свободы.

Еще один метод оценки вклада неучтенных форм основан на использовании "остаточного вектора" {17*}, вычисляемого с помощью формулы (1.48):



Подставляя {rf} в (4.26) или (4.28), получим вектор "остаточных нагрузок" (или перемещений), соответствующих неучтенным формам. Далее по нему можно найти "остаточный отклик" системы, который затем используется как дополнительный член в формулах суммирования, приведенных в п. 4.5.4 (при этом он должен считаться относящимся к числу близко расположенных частот). Данный способ применим при условии, что при всех частотах, превосходящих f_s (частоту наивысшей из учтенных собственных форм), значения спектра ускорений не больше, чем на этой частоте, т.е. не превышают $S_a\{f,,£)$.

Этот подход эквивалентен допущению, что максимумы откликов по всем неучтенным формам достигаются одновременно, т.е. "остаточная часть" системы движется, как твердое тело. Поэтому если при вычислении "остаточного отклика" использовать значение спектра ускорений $S_a(f_n£_s)> 1$, то получим отклик с запасом. Если /i^/унп (т.е *все* собственные частоты не меньше /унп), то значение спектра отклика на всех частотах одинаково: $S_a(ff,$ При этом, как показано в п. 4.5.4, линейно-спектральная теория сейсмостойкости аналогична статической.

Аналогичный прием можно использовать и для континуальных систем (см. примеры в п. 8.4.1 и 9.1.3).

Та же самая проблема - определение необходимого числа учитываемых собственных форм, возникает при выполнении динамического анализа методом модальной суперпозиции (п. 4.3). Она также может быть решена изложенными выше способами.

4.5.6. Учет миогокомпоиентиости сейсмического воздействия

Изложенные в данном разделе способы учета многокомпонентности сейсмического воздействия применимы как при непосредственном динамическом анализе конструкции (п. 4.3), так и при расчете по линейно-спектральной теории сейсмостойкости.

Вероятностный анализ записей реальных землетрясений показывает, что обе горизонтальные и вертикальная компоненты движения грунта статистически взаимно независимы. Поэтому вероятность того, что максимумы откликов конструкции на эти компоненты совпадут по времени, мала.

Обозначим через R_{aJd} максимум отклика в fc-й точке системы на действие і-й компоненты. Если максимумы компонент вычислены независимо друг от друга, то максимум суммарного отклика R^ можно найти по правилу ККСК:

Полученная таким образом величина представляет собой наиболее вероятное значение суммарного отклика.

Это утверждение доказывается путем таких же рассуждений, как в п. 4.S.4. Действительно, пусть в произвольный момент времени суммарный отклик в *к-й* точке

⊨

где $r_h(t)$ - отклик на і-ю компоненту. Последний составляет долю максимального отклика, т.е.

$$Гь\{1)=аД_м \qquad (4.51, 6)$$

где | а / Б у д е м считать, что как и в формуле (4.34), а/ - нормально распределенные случайные величины с нулевым математическим ожиданием и стандартом, равным 1/3. Так как компоненты сейсмического воздействия статистически независимы, коэффициенты корреляции между откликами $\boldsymbol{R_{aJd}}$ равны нулю. Поэтому формула (4.51), дает математическое ожидание суммарного отклика плюс три стандартных отклонения, т.е. наиболее вероятное его значение.

Другой способ суммирования, так называемое ***"Правило 100-40-40 процентов***основан на статистическом анализе сейсмических откликов [115, 121]. Согласно ему, в момент времени, когда отклик на одну из компонент, например R^ достигает максимума, по обеим другим компонентам он составляет по 40% от соответсвующих максимумов $\boldsymbol{R_{ak2}}$ и $\boldsymbol{R_{ak3}}$. Таким образом, предлагается рассмотреть все возможные комбинации откликов с учетом знаков, а именно:

$$\begin{aligned} &\pm(Л_{вЫ} + 0.4\hat{}2 + 0.4/\hat{}); \\ &\pm(0.4\hat{} + 0.4/*\hat{}); \\ &\pm(0AR_{akl} + 0.4Д_{Л2} + Д\hat{}э). \end{aligned} \qquad (4.52)$$

При расчете по линейно-спектральной теории, если спектр отклика, соответствующий единичному значению ускорения основания, одинаков для всех компонент воздействия, но их пиковые значения различны, то этот же подход можно использовать иначе: считать, что по правилу [11]100-40-40" определено направление вектора колебаний основания, и в соответстии с этим задать сейсмические инерционные нагрузки на конструкцию.

Например, предположим, что пиковое ускорение основания в обоих горизонтальных направлениях (Хи Y) равно Атях, а в вертикальном направлении (Z) - 2/3 от горизонтального, т.е. 0.67v4max. Предположим также, что 100%-ное ускорение действует по направлению X, а по обоим остальным осям - по 40%, причем все три компонеты положительно направлены. Тогда направляющие косинусы вектора ускорения основания равны:

$$cosy_x = \frac{}{(\text{шax})^2 \; H0AA_{max})^2 + (0.4x0.67i4_{mex}} = 0.9;$$

$$cosy_y = 0.4\cos 7_x = 0.36; \qquad cosy_z = 0.4 \text{ x } 0.67\cos y_x = 0.24;$$

где y_x, y_y и y_z - углы с соответствующими осями. Полученные значения позволяют определить компоненты вектора {J}, входящего в выражения дня вычисления инерционных сейсмических нагрузок [через коэффициент участия I) - см. (1.35), (1.44), (1.47) и (4.26)]. Например, пусть cos^c, cos^ и cos?k - направляющие косинусы fc-й степени свободы. Тогда fc-й элемент Л вектора {J} равен

$$Л = COS\& \; COSftx + COSty \; COSflty + COSy_z \; COSУкг \qquad (4.53)$$

а)

ЛЛлЛЛЛМ

i_____6)

Рис. 4.6. Напряжения под подошвой фундамента от статических и сейсмических нагрузок:

а) суммарные от статических и вертикальных сейсмических нагрузок; *б)* то же от горизонтальных сейсмических нагрузок; *в)* сумма статических и сейсмических напряжении (отрыв фундамента от грунта отсутствует); *г)* то же (левый край подошвы фундамента отрывается от грунта)

При решении методом динамического анализа нелинейных проблем правило ККСК для суммирования компонент использовать нельзя, так как в этом случае не действует принцип суперпозиции (само собой разумеется, что для решения таких проблем принципиально не может быть использована линейно-спектральная теория сейсмостойкости ввиду отсутствия у системы собственных частот и форм - см. гл. 1).

Например, необходимо найти распределение напряжений под фундаментной плитой здания, опирающейся на несвязный грунт (рис. 4.6). Предполагается, что основание линейное и сохраняет

прочность при рассматриваемых напряжениях. Поскольку грунт не может воспринимать растяжение, задача о колебаниях сооружения является линейной до тех пор, пока суммарные напряжения от статических, горизонтальных и вертикальных сейсмических нагрузок остаются положительными, т.е. пока не произойдет отрыв подошвы фундамента от основания (рис. 4.6,в). До этих же пор применимо и правило ККСК. Б случае отрыва подошвы (рис. 4.6,г) это правило применить нельзя.

Однако правило "100-40-40[11] применимо и для таких задач. Для этого в каждой строчке (4.52) должны быть учтены не только сейсмические, но и все прочие нагрузки. Альтернативный способ - рассмотреть следующие два сочетания нагрузок [121]:

$$\begin{aligned} &\pm cF_x \pm F_z + (\text{все прочие нагрузки});\\ &\pm cF_y \pm F_z + (\text{все прочие нагрузки}), \end{aligned} \qquad (4.54)$$

где F_{xt} F_y *и* F_z- сейсмические нагрузки соответственно в двух горизонтальных и вертикальном направлениях; c - масштабный коэффициент.

Отметим, что здесь *отдельно* рассматриваются сейсмические нагрузки в каждом из горизонтальных направлений в сочетании с вертикальными сейсмическими и всеми прочими нагрузками. Для учета влияния второй горизонтальной компоненты и введен коэффициент с, который, как очевидно, лежит в диапазоне 1 £ с £ -Jl . Из вероятностных соображений следует, что с» 1.2. Подчеркнем, что горизонтальная компонента сейсмической нагрузки здесь суммируется с *полным* значением вертикальной, т.е. правило ККСК не применяется.

4.5.7. Одновременный учет нескольких компонент отклика

Суммарный отклик R_a, найденный по формулам пп. 4.5.4-4.5.6, может быгь непосредственно использован для проверки сейсмостойкости конструкции при условии, что ее отказ зависит лишь от одного этого отклика (параметра). Но часто требуется одновременно учесть отклики (параметры) нескольких видов (например, при оценке прочности железобетонной балки совместно рассматривают осевую силу и изгибающий момент).

Эта проблема может быгь решена по-разному. Простейший способ - принять, что *все отклики максимальны*, и рассмотреть все возможные их комбинации, включая направления (знаки). Если учитывается //параметров, то за счет вариации знаков число комбинаций составит

$$n_c = 2^*. \qquad (4.55)$$

Такой способ дает оценку с запасом, поскольку не учитывает, что максимумы откликов (скажем, изгибающего момента и растягивающей силы в балке) могут достигаться неодновременно.

Можно получить более реалистичную (а часто и менее трудоемкую) оценку, если принять во внимание, что при проверке сейсмостойкости конструкции найденные максимальные значения откликов используются не сами по себе, а подставляются в некоторый *критерий отказа* конструкции (т.е невыполнения ею функциональных требований: потерю прочности, устойчивости, недопустимые перемещения, и т.п.). В общем виде он записывается в виде неравенства, которое выполняется к какой-то момент времени г:

$$ЙДст,г*(0]2>0, \quad 1=1\ldots//. \tag{4.56}$$

Здесь в левой части стоит некоторая функция q> от отклика Rn на воздействия, не связанные с землетрясением, и сейсмических откликов r_{Af}(г); ц - одновременно учитываемое число последних; к - номер рассматриваемой точки конструкции. Покажем, что путем рассмотрения этого критерия всегда можно свести совокупность сейсмических откликов к одному эквивалентному отклику.

Для доказательства предположим сначала, что левая часть (4.55) распадается на сумму:

$$<*Rcr)+ PMO\hat{}O, \tag{4.57}$$

где

- известные постоянные коэффициенты.

Каждый из сейсмических откликов в свою очередь можно разложить на сумму модальных откликов [см. (4.8)]:

$$«ЬЛ1 = «iS\hat{}lA(') + \sum_{j=1} + \quad . \qquad <-^{459}>$$

где $R_{klJ},\ldots R_{kfj}$ - модальные отклики, соответствующие единичному значению ускорения; $S_{Ja}[t)$ - абсолютное модальное ускорение; *s г* число учитываемых собственных форм. Сгруппировав члены в правой части, получим

$$•ЬI'Я=Zb \ {}^{+}-{}^{+a}A/p>Л0 • \qquad (-^{46o})$$

Примем сумму в квадратных скобках за *j-и эквивалентный модальный сейсмический отклик конструкции* при единичном ускорении:

$$= «Ay + - + <*„Rt_{M}j • \tag{4.61}$$

В этой сумме знаки разных откликов учитываются автоматически. С использованием данного обозначения равенство (4.60) перепишется в виде

(4.62)

$J=l$

Правая часть (4.62) аналогична правой части (4.33). Повторив все рассуждения, проведенные по поводу последней формулы, найдем, что наиболее вероятное максимальное значение функции <p[Яы(0] можно вычислить, сложив по правилу ККСК[1] максимумы слагаемых в (4.62), т.е. максимумы эквивалентных модальных откликов. Обозначим последние через R_{kJ}:

$$Rjg \qquad + \bullet\bullet \qquad = \qquad (4.63)$$
$$= {}^{a}\backslash^{R}k\backslash j \; {}^{+} \; \bullet - \; {}^{+a}t\&MJ \;\; »$$

где $R_{kX}j...R_{kpj}$ - максимумы одновременно учитываемых сейсмических откликов, соответствующие ***j-й*** собственной форме.

С учетом этого критерий (4.56) записывается в виде:

(4.64,а)

или

(4.64,6)

Из (4.64,6) следует, что для одновременного учета нескольких сейсмических откликов надо сначала подставить в критерий отказа конструкции их максимумы по одной и той же собственной форме; затем просуммировать полученные числа по одной из формул, приведенных в п. 4.5.4, с учетом всех принимаемых во внимание собственных форм; наконец, полученное таким образом число следует подставить в критерий отказа совместно с несейсмическими воздействиями.

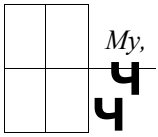


Рис. 4.7. Сейсмические внутренние усилия в стержне

Пример. Пусть одновременно учитываются три сейсмических отклика системы: моменты M_{xc}, $Ы_{yc}$ и продольная сила N_c, приложенные в сечении стержня (рис. 4.7). Одновременно с ними приложены статические усилия M_x, M_y и N.

Критерий отказа конструкции:

[1] Для простоты изложения здесь принято, что все собственные частоты конструкции являются редко расположенными. В противном случае следует воспользоваться соответствующими формулами суммирования, данными в п. 4.5.4.

$$W_x \qquad W_y \qquad F$$

где W_x и W_y - моменты сопротивления; F - площадь поперечного сечения стержня; [о\ - допускаемое напряжение.

В соответствии со сформулированным выше правилом, критерий (4.64) с учетом s собственных форм запишется в виде

$$\frac{w_* \quad w_>}{F} \qquad \frac{w_* \quad w_>}{F} > [a]_в \qquad (4.65,6)$$

где M_{xcj}, M_{ycj} и N_cj - максимумы сейсмических усилий по j-й форме.

Легко видеть, что сумма в круглых скобках - это сейсмическое напряжение в угловой точке сечения, которое и можно было бы сразу принять за единственный отклик вместо трех изначально рассмотренных.

Рассмотрим теперь общий случай, когда функция $<p$ в (4.SS) нелинейна. Линеаризируем ее, разложив в ряд Тейлора в окрестностях точки {Лег; $r_{кl}(f) = \ldots = r^{\wedge}(Г) = 0$ } и удержав только линейные члены:

$$<P[R<M<)\} * \qquad + \qquad . \qquad (4.66)$$

К полученной линейной функции можно применить сформулированное выше правило. Поскольку, как очевидно, $<p(Rcr, 0) = =<p(Rcr)_f$ для оценки сейсмостойкости конструкции необходимо рассмотреть следующий критерий отказа:

$$<p(^R< \qquad \boldsymbol{M_ъA}O \qquad K>ку^+ \frac{}{—'+} \underline{\boldsymbol{Mr}\text{СТ.о)}_п}^2 \qquad (4.67)$$

где $R_{klj} \ldots R_k\wedge j$ - те же, что в формуле (4.62).

Можно приближенно принять (что равносильно замене касательной хордой):

$$\frac{M^*.гф}{d'ki} \qquad Rkij \qquad 1 \qquad (468)$$

где Ц-К^Д^.о) - значение функции $<p$, вычисленное при $R_{ki} - R_{kiJ}$ (т.е. при максимальном значении отклика, соответствующем j-й собственной форме), а остальных $7?_{fa}$=0. Тогда:

$$\triangle\triangle\ R\ k\ i\ j \qquad *<p(\boldsymbol{R}_{cr},\boldsymbol{R}_{kl},oy<p\{\boldsymbol{R}_{CT}). \tag{4.69}$$

Так же можно представить и остальные слагаемые в квадратных скобках (4.67).

В результате получим критерий отказа в виде:

$$+ \qquad >^{0})- \qquad \text{т})]+-\ -\wedge(\text{ЛсТ}.^{R}k_{Mj}>^{\circ})\ -\ \wedge(^{\text{Л}}\text{ст})]\}^{2} * \text{О} \tag{4.70,а}$$

Путем несложных преобразований его можно представить в несколько иной форме:

$$<P\{R\ cm)+\sqrt{\sum_{j=1}^{s}} \qquad \text{ф с т)} \qquad \bullet 2>0. \tag{4.70,б}$$

Радикал в фигурной скобке выражает влияние сейсмического воздействия. Так как суммирование в числителе дроби алгебраическое, знаки модальных откликов учитываются автоматически. Кроме того, здесь реально учитывается соотношение между величинами различных откликов, поскольку в каждой квадратной скобке фигурируют отклики только по одной и той же собственной форме.

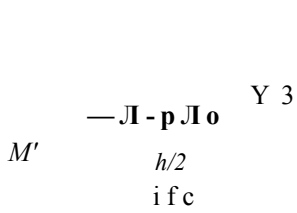


Рис. 4.8. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к оси железобетонного элемента, при расчете его прочности

Приведем пример. При проверке прочности железобетонной балки, в прямоугольном сечении которой одновременно действуют момент M и продольная сила N (рис. 4.8), критерий отказа, приведенный в нормах [51], можно записать в виде

$$(p(M,N) = M\text{-}C_{j}N(N+\text{C}_2)\text{-}\text{C}_3\ 2>0, \tag{4.71,а}$$

где

$$\text{C}_{1}=1/(2\text{Л}_{\text{ь}}\text{й}); \qquad \boldsymbol{C_2=i(R_sA_s\text{-}R_xA,)\text{-},}$$

$$\text{C}_3 \qquad =h_0\boldsymbol{R,A,}\text{-}a'\boldsymbol{R}_xA, \qquad +(\boldsymbol{R,A,} \qquad \boldsymbol{\text{-}R\wedge A,})*\ \boldsymbol{j(2R_hb)\text{-}}$$

R_b - расчетное сопротивление бетона; R, и R_{sc} - расчетное сопротивление арматуры соответственно растяжению и сжатию; A_x*н* $A\backslash$ - соответственно площади растянутой и сжатой арматуры; остальные обозначения ясны из рисунка.

Пусть на конструкцию одновременно действуют статические усилия *ЫІ* и *N* и сейсмические *Мс* и N_c. Вычислим величины, входящие в формулу (4.70,д):

$$<p(M,\ N) = M\text{-}C_x\ N(N+C_2)\ \text{-}\ C_3;$$

$$<p\ [M_л\ N,\ M_c\ ,0) = M + M_c\ \text{-}\ \text{C},\ N(\ N + \text{C}_2)\ \text{-}\ \text{C}_3;$$

$$<p\{M,\ N,0,\ N_c) = M\text{-}C_l(N_c + N)(N_C\ + N + C_2)\ \text{-}\ C_3.$$

После несложных выкладок получим критерий отказа в следующем виде:

$$\text{Af-C}_1\text{W(W+C}_2\text{)-C}_3 + \qquad <4\text{-}71,6)$$

Иной метод построения *эквивалентных модальных откликов*, которые затем при проверке сейсмостойкости конструкции используются так же, как исходные модальные отклики, предложен Л. Гуптой [81, 82, 115]. Пусть необходимо одновременно учесть ц откликов (например, для стержня на рис. 4.7 //=3). Согласно методу Гупты, процедура вычисления эквивалентных модальных откликов является следующей.

а) Из модальных откликов, найденных по п. 4.5.3, составляется матрица [$Я_{то}$/]. Ее столбцами являются модальные отклики *одного и того же вида*, соответствующие разным собственным формам (например, первый столбец - значения моментов M_{xt} соответствующие 1-й, 2-й и т.д. собственным формам; второй столбец - аналогичные значения моментов M_y, и т.д.). Размерность этой матрицы равна **Сух**//), где *s* - число учитываемых собственных форм.

б) Вычисляется матрица *[G* по формуле

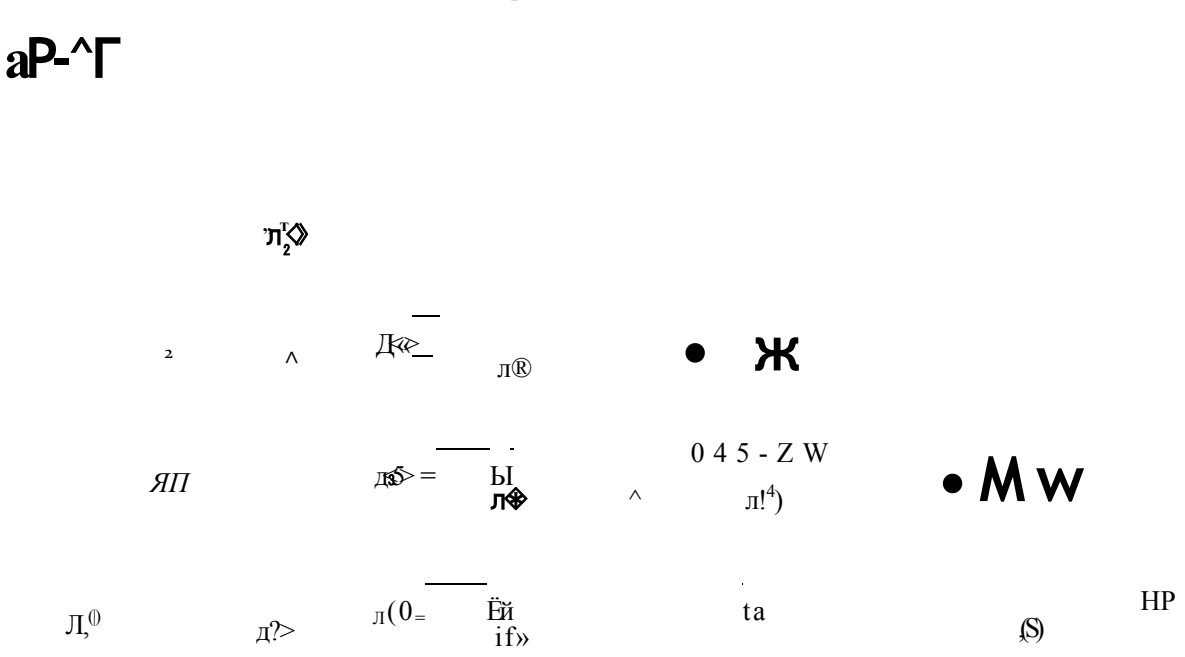
$$\text{Г Д О — Ь} \qquad (4\text{-}72)$$

где [«] - матрица, составленная из тех же элементов, что в формуле (4.42). Матрица [G] симметрична и имеет размерность (//х//).

в) По формулам, приведенным в табл. 4.1, вычисляются *эквивалентные модальные отклики* $R[^j)$, где к - номер эквивалентной моды; 0) - номер отклика; G>;- элемент матрицы *[G*. В таблице приведены формулы для случая учета шести откликов (большее их число одновременно учитывается редко). Если //<6, то из верхней левой части таблицы "вырезается" часть размером (jix//). Как видно, число эквивалентных мод равно числу откликов, причем по *к-й* эквивалентной моде первые *кА* эквивалентных отклика равны нулю.

Таблица 4.1, Формулы для вычисления эквивалентных модальных откликов по методу Гупты [115]

Номера эквивалентных под



Таким образом, полученные отклики образуют нижнюю треугольную матрицу [K^{3}"], Нетрудно также видеть, что в каждой ее строке расположены отклики одного и того же вида (например, в первой - моменты $Л/_{x}$, во второй - M_{y} и т.д.).

г) Находят расчетные отклики R^, по которым и выполняется проверка сейсмостойкости конструкции. Они вычисляются путем сложения по строкам элементов матрицы $[R^{3}**]$, умноженных на соответствующие коэффициенты $c_{к}$:

(4.73)

*=l

При этом коэффициенты $c_{к}$ должны удовлетворять условию:

$$\sum_{к=1} f / S - 1 . \qquad (^{4}\text{-}^{74})$$

Очевидно, что можно задать сколь угодно много наборов коэффициентов, удовлетворяющих (4.74), и требуется найти такие их значения, которые наиболее неблагоприятны для конструкции. Иногда в качестве критерия их выбора используют условие, чтобы сумма [RO^+.-.+t/WP была максимальна.

Выбор коэффициентов $c_{к}$ можно упростить, если в качестве них принять все возможные перестановки (со знаками ±) чисел A_{kt} вычисляемых по формуле

(4.75)

При этом расчетные отклики получаются с запасом, но очевидно, что условие (4.74) ие выполняется. Число вариантов коэффициентов и расчетных откликов равно

(4.76)

Меньшее количество вариантов, ио еще больший запас получится, если принять А l=l, а остальные Л*=0.41 (для /с>1), В этом случае число вариантов

$$п_{с}=мГ - \qquad (4\text{-}77)$$

Метод Гупты дает меньшие (до JJi раз) значения расчетных нагрузок, чем при расчете по максимальным значениям откликов, т.е. по формуле (4.55).

Приведем пример применения этого метода. Предположим, что сейсмический расчет железобетонной балки выполнен с учетом двух первых собственных форм, а при проверке ее прочности необходимо одновременно учесть три компоненты внутренних усилий: моменты M_{XC9} M_{yx} и продольную силу N_{c} (рис. 4.7). Их модальные значения приведены в табл. 4.2.

Таблица 4.2. Модальные внутренние усилия в балке при землетрясении

Внутреннее усилие	№ собственной формы	
	1	2
Мы, Нм	$0.2x10^{s}$	$0.1x10^{*}$
Мус, Нм	$0.2x10^{*}$	$-0.2x10^{5}$
	$0.5x10^{5}$	$-0.5x10^{4}$

Согласно описанной процедуре, прежде всего образуем матрицу IRjnod]» столбцами которой являются одноименные модальные усилия:

$$\begin{matrix} \text{vS} & \text{no} & \text{лл4} & \text{пє} & \text{mS} \\ \text{^ " [o i x W}^{4} & 0.2\ \text{x}\ \text{I(I} & -02\ \text{x}10^{s} & 0.5\ \text{x}\ 10 & -0.5\ \text{x}\ 10^{4} \end{matrix} \qquad (4.78)$$

Далее по формуле (4.72) вычисляется матрица *[G\.* Для простоты матрицу И, фигурирующую в (4.72), будем считать единичной:

$$\begin{matrix} 02\ \text{x}10^{s} & 0.1\ \text{xЮ}^{4} \\ 02\ \text{x}\ 10^{4} & -02\ \text{x}\ 10^{5} \\ 05\ \text{x}\ 10^{5} & -0.5\ \text{xlO}^{4} \end{matrix} \quad \begin{matrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{matrix} \quad \begin{matrix} 02\ \text{x}10^{s} & 02\ \text{x}\ 10^{4} & 05\ \text{x}\ 10^{5} \\ 0.1\ \text{xlO}^{4} & -02\ \text{x}10^{s} & -05\ \text{x}\ 10^{4} \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} 0.4\ \text{xlO}^{9} & 0.2\ \text{xlO}^{8} & 0.1\ \text{xlO}^{10} \\ 0.2\text{x}10® & 0.4\ \text{xlO}^{9} & 02\ \text{x}\ 10^{9} \\ 0.1\ \text{xlO}^{10} & 0.2\ \text{xlO}^{9} & 0.25\ \text{xlO}^{10} \end{matrix} \qquad (4.79)$$

По формулам табл. 4.1 вычислим матрицу *[R™*].* Так как одновременно рассматриваются три отклика, она имеет размерность (3x3), т.е. именно такого размера часть "вырезается" из левой верхней части таблицы:

$$[R^{9xe}] = \begin{matrix} 0.2\ \text{x}10^{s} & \text{O} & \text{O} \\ 0.1\ \text{xЮ}^{4} & 0.2\ \text{x}\ 10^{s} & \text{O} \\ 05\ \text{x}\ 10^{5} & 0.75\ \text{x}\ 10^{4} & 0.46\ \text{x}\ 10^{s} \end{matrix} \qquad (4.80)$$

Механический смысл элементов, расположенных по строкам этой матрицы, тот же, что у строк в табл. 4.2: первая строка - момент $M_{XСЛ}$ вторая - M_{yc} и третья - сила N_c.

Теперь, наконец, по формуле (4.73) можно вычислить расчетные отклики Rp}. Для этого элементы каждой строки матрицы [Я^{зпв}] следует просуммировать, умножив на коэффициенты $c_{к9}$ сумма квадратов которых равна 1 [см. (4.74)]. Поскольку вариантов таких совокупностей коэффициентов сколь угодно много, за расчетный принимается тот, при котором сумма квадратов полученных расчетных откликов максимальна. Для удобства и наглядности пере-

бора вариантов образуем матрицу [с], каждый из столбцов которой представляет один из вариантов набора коэффициентов $c_{кл}$ т.е. сумма квадратов ее элементов по столбцам равна К В нашем случае (три отклика) число строк этой матрицы равно трем, а число столбцов - количеству вариантов наборов коэффициентов. Тогда соответствующие им варианты расчетных откликов представляют собой столбцы матрицы

[Я ^ Р П М . (4.81)

Подстановка численных значений дает:

$$\mathbf{И-}\begin{matrix} \mathbf{oixio^{5}} & \mathbf{o} & \mathbf{o} & \mathbf{0IB} & 0.75 & 0.707 & 05 & 0 \\ \mathbf{0.1\,x10^{4}} & 02\,x10^{s} & 0 & 057 & 025 & 0 & 0.707 & 0 \\ 05\,x10^{s} & 0.75\,xlO^{4} & 0.46\,xlO^{5} & 02 & 0.61 & 0.707 & 05 & 1 \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} 0.16\,x\,10^{5} & 0.15\,x\,10^{5} & 0.141\,x\,10^{s} & 0.1\,x\,10^{5} & 0 \\ 0.122\,x\,10^{5} & 0575\,x\,10^{4} & 0.707\,x\,10^{3} & 0.147\,x\,10^{5} & 0 \\ 0535\,x\,10^{5} & 0.674\,x\,10^{5} & 0.679\,x\,10^{s} & 0533\,x\,10^{5} & 0.46\,x\,10^{5} \end{matrix}$$

$$X(я^{0)})^{2} = 0.326xlO^{10} \quad 0.475xlO^{10} \quad 0.482xlO^{10} \quad 0.321\,xlO^{10} \quad 0.21\,xlO^{10}$$

(4.82)

Под пунктирной чертой приведены суммы квадратов расчетных откликов для каждого из вариантов. Наибольшая сумма получена для третьего варианта, выделенного полужирным курсивом. Таким образом, проверку сейсмостойкости следует произвести на следующие эквивалентные внутренние усилия:

$M^{\wedge}=0.141x105$ Нм; $M_{>c}=0.707x10^{3}$ Нм; $N,=0.679x10^{*}$ Н. (4.83)

Следует отметить, что как при расчете по формуле (4.55), так и при использовании метода Гупты полное количество вариантов, подлежащих рассмотрению, оказывается чрезвычайно большим. Оно может быть уменьшено на основе предварительных оценок, соображений здравого смысла, а также путем учета особенностей конструкции, приложенных к ней нагрузок и свойств материалов. К ним относятся, например, симметрия конструкции и нагрузок; одинаковая предельная прочность материала при растяжении и сжатии (сталь); сравнительное влияние различных компонент усилий на прочность конструкции (скажем, влияние продольной и перерезывающей сил и изгибающего момента при подборе продольной и поперечной арматуры в железобетонной конструкции) и т.п.

Необходимо учитывать реальное поведение сооружения при сейсмическом возмущении. Одновременный учет нескольких компонент отклика необходим тогда, когда достаточно велик вклад многих собственных форм в сейсмическую реакцию конструкции. Но нередко ситуация оказывается обратной: основной вклад вносят

лишь одна-две собственные формы, а остальные дают только незначительную добавку к ним. В этом случае модули всех откликов можно вычислить по методу ККСК, а их знаки принять, как у собственной формы, дающей основной вклад.

Наконец, как уже отмечалось выше, точность расчетных методов должна быть адекватна точности исходных данных, которая при сейсмическом воздействии принципиально не может быть слишком высокой.

4.5.8. Преимущества и недостатки линейно-спектральной теории сейсмостойкости

Линейно-спектральиая теория сейсмостойкости впервые была предложена Био еще в 1934 г. [6], ио ее основное развитие приходится иа 40-50-е годы. 6 то время еще ие было мощных вычислительных машин, поэтому удавалось использовать лишь простейшие расчетные схемы сооружений в виде стержней с сосредоточенными массами, причем и для них можно было определить только несколько низших собственных частот и форм (иногда вообще одну). В тех условиях линейио-спектральная теория являлась наиболее прогрессивным методом сейсмического анализа, учитывающим реальные динамические параметры землетрясений и сочетающим относительную простоту с достаточно высокой точностью. Она широко используется и сегодня. Однако за последние десятилетия появились исключительно ответственные и сложные сооружения (например, АЭС), требования к качеству проектирования которых очень высоки. Современная вычислительная техника и программное обеспечение позволяют применять математические модели с весьма большим числом степеней свободы и вычислять любое количество собственных значений. Но как видно из предыдущих пунктов, на практике это приводит к необходимости перебора большого числа вариантов.

Главным преимуществом линейно-спектральной теории является то, что лежащий в основе расчета спектр отклика может быть получен путем наложения и/или вероятностной обработки спектров, соответствующих многим реальным записям сейсмических колебаний грунта. Тем самым данный метод позволяет учесть опыт прошлых землетрясений, и чем больше их было рассмотрено при построении спектра, тем меньше вероятность того, что при новом землетрясении нагрузки на сооружение превысят ожидаемые[1]. По мере получения новых данных, спектр может дополнительно уточняться (см. гл. 3). При построении поэтажных спектров отклика, используемых для проверки сейсмостойкости оборудования, могут также быгь дополнительно учтены неопределенность и разброс характеристик сооружения и основания (см. гл. 7).

Преимуществом является возможность принимать во внимание только ограниченное число низших собственных форм системы (хотя для сложных сооружений и их вычисление может представлять определенную трудность).

[1] Например, при проектировании АЭС в США используется спектр отклика [77], полученный путем вероятностной обработки записей сотен землетрясений. Его значения заданы как математическое ожидание плюс одно стандартное отклонение, что дает вероятность непревышения его значений примерно 0.9.

Наконец, удобно то, что согласно этому методу сейсмические нагрузки являются квазистатическими (т.е. их величина и распределение зависят от динамических параметров системы, но в расчетах прочности они рассматриваются как статические). Это облегчает расчет на сочетание сейсмических и прочих (обычно статических) нагрузок.

Основным недостатком линейно-спектральной теории является ее неприменимость к нелинейным системам[1], и даже к линейным, если матрица диссипации не удовлетворяет условию (1.38). Поэтому эта теория не позволяет строго учесть некоторые особенности поведения сооружений и оборудования при сильных землетрясениях (такие, например, как неупругое взаимодействие сооружения с мягким грунтом; нелинейность жесткости и затухания, и т.п.).

Возможны различные способы *приближенного* учета нелинейности. Например, в российских строительных нормах [46] это обстоятельство учтено полуэмпирически: расчет сооружения выполняется по линейной схеме, но на заниженные инерционные сейсмические нагрузки. Предполагается, что при реальных, более сильных нагрузках сооружение получит некоторые повреждения, которые, однако, останутся в допустимых пределах. Другой способ достичь той же цели - выполнить расчет по линейной схеме на реальные нагрузки, но соответствующим образом завысить прочностные характеристики материалов конструкции. Очевидно, однако, что такие подходы возможны только на базе экспериментальных исследований и данных о поведении конструкций при реальных землетрясениях, причем распространять эти данные на иные, необследованные типы следует с большой осторожностью.

Согласно линейно-спектральной теории сначала вычисляются модальные отклики системы (например, внутренние усилия по каждой из собственных форм), а затем - суммарный (расчетный) отклик. Иными словами, число рассматриваемых загружений системы равно числу учитываемых собственных форм. Для систем высокого порядка и при большом числе учитываемых форм это приводит к трудоемким многовариантным расчетам. Иногда для упрощения прибегают к следующему приему: суммируют по формулам, приведенным в п. 4.S.4, не модальные отклики, а модальные инерционные сейсмические силы, а затем уже эту суммарную нагрузку используют как единственное расчетное загружение конструкции. В общем случае такой способ приводит к завышению нагрузки, так как при использовании формул суммирования из п. 4.S.4 теряются знаки модальных сейсмических нагрузок. Однако ошибка может быть достаточно малой, если основной вклад в сейсмические на-

[1] Ньюмарк [31] предложил процедуру построения спектра отклика для нелинейных систем. Однако, ввиду неприменимости принципа суперпозиции, по нему можно лишь приближенно, качественно оценивать сейсмическую реакцию простейших систем, ио ие рассчитывать реальные сложные конструкции.

грузки дает какая-либо одна собственная форма, а остальные - лишь небольшие добавки.

При выполнении сейсмических расчетов необходимо помнить, что они по самой своей природе являются приближенными, прежде всего из-за невозможности точного задания исходного воздействия. Кроме того, параметры расчетной модели сооружения (распределение масс и жесткостей, коэффициенты потерь энергии, характеристики и поведение грунтового основания и т.д.) также могут быть определены только достаточно приближенно. Наконец, линейно-спектральная теория предполагает линейность модели конструкции, что при сильных землетрясениях также может рассматриваться лишь как первое приближение. По всем этим причинам применение точных, но чрезмерно сложных способов расчета может оказаться с практической точки зрения нерациональным. Здравый смысл подсказывает использовать более простые способы, предусматривая при этом достаточные запасы прочности.

4.6. Расчет многоопорных подконструкций

Иногда подконструкция (или "подсистема[11]) бывает закреплена к основной конструкции ("системе") в нескольких точках или даже прикреплена к нескольким основным конструкциям[1]. Примером этого может служить трубопровод, закрепленный на нескольких отметках здания или к двум зданиям.

Сейсмический расчет такой подконструкции обладает существенными особенностями, так как, во-первых, законы колебаний и спектры отклика на разных опорах неодинаковы. Во-вторых, нагрузки на подконструкцию складываются из двух составляющих: *инерционной*, создаваемой ускоренным движением опор, и *статической*, вызываемой их взаимными перемещениями [95, 115, 122, 129]. Вторая составляющая может оказаться особенно существенной, если подконструкция жесткая, а взаимные перемещения опор велики.

Если расчет подконструкции выполняется методом динамического анализа, то каждой из опор придается сейсмическое перемещение по соответствующему закону, и обе названные выше составляющие нагрузок учитываются автоматически. Лучше всего, если законы движения опор получены в процессе одного и того же расчета основной конструкции. Могут использоваться и искусственно построенные законы, но между ними должны быть обеспечены соответствующие фазовые соотношения.

Если учитываются несколько пространственных компонент колебаний опор, причем они прикладываются одновременно, то никаких проблем с учетом их фазового сдвига не возникает. Для линейных систем можно производить расчет на каждую из этих компонент отдельно. В том случае, когда нас интересует только максимальное значение отклика подсистемы, можно вычислить соответ-

[1] Понятия основной системы и подсистемы объясняются в п. 5.2.

ствуюхщие максимумы при действии каждой из компонент, а затем сложить их по методу ККСК. Если компоненты статистически независимы (см. п. 2.4.5), то можно в каждый из моментов времени алгебраически сложить значения откликов, соответствующие каждой из них (при статистически зависимых законах колебаний опор такой прием приведет к завышению нагрузок).

Сложнее обстоит дело при расчете многоопорной подконструкции по линейно-спектральной теории сейсмостойкости: поскольку спектры отклика на разных опорах неодинаковы, при одной и той же собственной частоте конструкции величина инерционной компоненты нагрузки будет зависеть от того, какой из откликов принят в качестве расчетного. Чтобы обойти эту неопределенность, часто за расчетный спектр принимают огибающую спектров на всех опорах, т.е. пренебрегают фазовым сдвигом между движениями последних. Как правило, такой прием дает результаты с запасом, хотя и имеются публикации, где показано, что для некоторых видов конструкций они получались заниженными.

Предложен более точный, но и более сложный метод учета различия спектров на опорах [95]. Но, принимая во внимание обычную приближенность самих поэтажных спектров отклика, во многих случаях его использование может оказаться нецелесообразным.

Для вычисления статической компоненты нагрузок необходимо знать величины и направления перемещений опор. Первые можно найти непосредственно, вычислив законы перемещений соответствующих точек первичной системы, либо по спектрам перемещений [который можно построить по спектру ускорений с помощью соотношения (3.2)]. Сложнее определить направления перемещений. Наиболее консервативный способ - задать их самыми неблагоприятными для рассматриваемой подконструкции. Но такой путь может приводить к чрезмерно большим внутренним усилиям и далеко не всегда оправдан. Например, опоры трубопровода, закрепленного на нескольких отметках жесткого реакторного отделения, могут перемещаться на разную величину, но все же чаще всего в одну сторону, а не навстречу друг другу, что привело бы к более высоким усилиям в них. Поэтому предпочтительно уточнить возможные направления движения опор путем анализа движения первичной системы (непосредственно сопоставить вычисленные законы перемещений этажей; оценить вклад в них различных собственных форм и их знаки и т.п.).

Наконец, для вычисления суммарного отклика подконструкции необходимо сложить отклики, вызываемые динамической и статической составляющими нагрузки. Установлено, что чаще всего они находятся в противофазе, но тем не менее одновременное достижение ими максимумов маловероятно. Потому эти максимумы суммируют по правилу ККСК [115].

ГЛАВА 5

СХЕМАТИЗАЦИЯ ЗДАНИЙ ДЛЯ РАСЧЕТА ВЫНУЖДЕННЫХ СЕЙСМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ

5.1. Общие требования к расчетной схеме здания

Под расчетной схемой сооружения понимается его математическая модель, используемая для выполнения расчета. Прежде всего необходимо отметить, что на сейсмические колебания массивных и жестких сооружений, к каким относится, в частности, большинство зданий АЭС, существенное влияние оказывает их взаимодействие с основанием. Поэтому обычно рассматривают совокупную систему "сооружение-основание".

Требования к расчетной схеме этой системы противоречивы. С одной стороны, она должна позволять с достаточной точностью определять динамическую реакцию сооружения во всем сейсмическом диапазоне частот (примерно до 30-33 Гц)[1]. С другой стороны, желательно, чтобы она быть как можно проще, поскольку слишком сложная схема может оказаться неприемлемой с точки зрения имеющихся ресурсов ЭВМ или приводить к неоправданному увеличению объема вычислений.

Прежде всего должна быть правильно выбрана расчетная схема самого здания[2]. Ее подробность зависит от цели расчета. Если необходим анализ прочности строительных конструкций, то схема должна быть настолько детальной, чтобы позволить с требуемой точностью найти величины и распределение внутренних усилий. Но во многих случаях требуется вычислить лишь кинематические параметры (сейсмические перемещения, скорости, ускорения) отдельных точек здания или его этажей в целом. В частности, такая задача решается для определения так называемых поэтажных акселерограмм (ПА) и поэтажных спектров отклика (ПС). Первые - это законы изменения абсолютных ускорений точек здания при его сейсмических колебаниях, а вторые - вычисленные по ним спектры отклика. Они служат исходными данными для проверки сейсмостойкости оборудования, закрепленного внутри здания, а также могут использоваться на первом этапе многошагового расчета прочности внутренних конструкций здания (подробнее эти вопросы будут рассматрены в гл. 7 и 8).

[1] Например, по требованиям Комиссии по ядерной энергии США [119] при сейсмических расчетах сооружений АЭС расчетная модель должна иметь такое число степеней свободы, чтобы при его увеличении результаты расчета изменялись не более чем на 10%. Альтернативный подход - использовать вдвое больше степеней свободы, чем число собственных форм с частотами до 33 Гц.

[2] Учет взаимодействия сооружения с основанием, в том числе потерь энергии в системе "сооружение-основание", оказывающих существенное влияние на результаты расчета, будут рассмотрены в гл. 6.

В настоящей главе рассмотрены относительно простые схематизации сооружений, применяемые при расчетах ПА и ПС.

5.2. Основная система и подсистемы

При составлении расчетной схемы здания его обычно разделяют на *первичную* (или *основную) систему* и *вторичные системы* (или *подсистемы)* [109, 115, 119, 121]. Основная система взаимодействует с основанием, и ее расчет производится на исходное сейсмическое возмущение, задание которого описано в гл. 2. Подсистемы (элементы строительных конструкций, оборудование и т.п.), закреплены на основной системе, через которую к ним и передается сейсмическое возмущение. Отметим, что разбивка на первичную и вторичные системы содержит некоторый произвол, т.е. вопрос о том, рассматривать ли, скажем, данное перекрытие как часть первичной системы или в качестве вторичной, может решаться по-разному. Некоторые критерии для такого разделения систем изложены ниже.

Вопрос, как учесть подсистему в общей расчетной схеме, просто решается в следующих случаях [119]. Во-первых, если масса подсистемы много меньше массы основной системы, то ее колебания практически не оказывают обратного влияния на колебания последней, и потому ее можно не учитывать. По этой же причине ее можно не учитывать, если она присоединена к основной системе очень податливой связью (например, трубопровод на подвесках[1]). Наконец, если все собственные частоты подсистемы существенно выше основной частоты системы или частот сейсмического возмущения, то ее колебания по отношению к основной системе практически не возбуждаются, и ее можно рассматривать как абсолютно твердое тело, масса которого просто добавляется к соответствующей массе системы.

Для подсистем, присоединенных к основной системе в одной точке, необходимость их включения в общую расчетную схему можно определить с помощью номограммы на рис. 5.1 [88, 115]. По оси ординат отложено отношение частот вторичной (подсистемы) и первичной (основной) систем. При их вычислении эти системы считаются независимыми друг от друга. По оси абсцисс отложено отношение эффективных модальных масс, обозначенных соответственно Ыг и Mi, которые вычисляют по формуле:

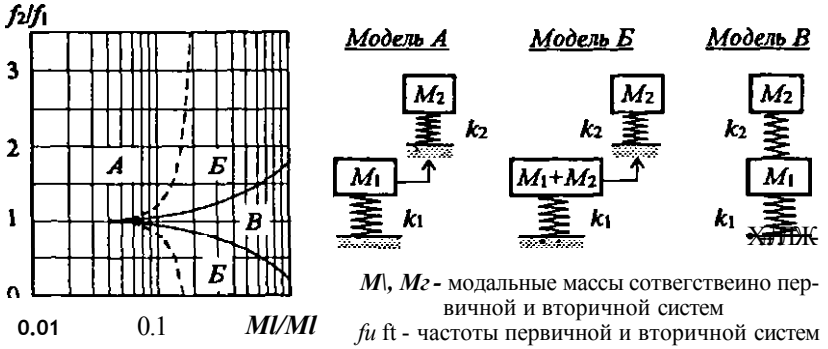
$$M_1 тк M_2 \qquad /(\{<t>j\}^T [M] \{<t>j\}), \qquad (5.1)$$

где *[M* - матрица масс системы (подсистемы); *{ф,)* - вектор ее *j-й* собственной формы; {1} - вектор, компоненты которого равны 1, если перемещение по данной степени свободы совпадает с направлением сейсмического воздействия, и нулю - в противном

[1] Важным исключением из этого правила являются трубопроводы главного контура АЭС, которые часто рассчитывают совместно со зданием реактора.

случае[1]. Учитываются только те собственные формы первичной и вторичной систем, которые имеют наибольшие модальные массы. Для каждой из подсистем проверка по данной номограмме производится отдельно, кроме случая, когда несколько идентичных подсистем закреплены в одной точке: тогда их массы суммируются. Для подсистемы можно использовать упрощенную модель, если она адекватно отражает взаимодействие между нею и основной системой.

При определении сейсмического отклика конструкции применение этой номограммы может приводить к достаточно существенной ошибке, но при этом отклик всегда получается с запасом [88].



M\, Mг - модальные массы сотвегствеино первичной и вторичной систем
fu ft - частоты первичной и вторичной систем

Р и с. 5.1. Номограмма для определения необходимости включения подсистем, присоединенных в одной точке, в общую расчетную схему системы [88,115]:
Модель А - подсистема ие учитывается; *Модель Б* - масса подсистемы добавляется к массе системы; *Модель В* - подсистема включается в общую расчетную схему системы. Области применения моделей указаны буквами на графике

Разделение на подсистемы можно также производить по следующему критерию, используемому Комиссией по ядерному регулированию США [119]. Обозначим соотношения масс и частот первичной и вторичной систем как R_m-*M-JM* и R_f=*f-rff* тогда:

- если R_m<*0.0*, то вторичную систему при схематизации первичной можно не учитывать;
- если 0.01^^^0.1, то вторичную систему можно не учитывать при схематизации первичной при условии, что R_f£0.8 или R/Z 1.25;
- если R_m>0.1, то приближенная модель вторичной системы должна быть включена в модель первичной.

В случае, когда подсистема присоединена к основной системе более чем в одной точке, следует проверить влияние ее жесткости на суммарную жесткость здания, и если оио велико, то даже легкая подсистема должна быть включена в общую расчетную схему.

[1] Этот вектор аналогичен по смыслу вектору {/,} в уравнении (1.35).

5.3. Примеры схематизаций зданий

5.3.1. Абсолютно твердое тело

Если первая собственная частота здания (с учетом податливости основания) больше частоты /унп (см. п. 2.3.3), то его можно считать абсолютно твердым телом. В этом случае ПА идентичны исходной акселерограмме, а ПС - исход ному спектру отклика на грунте.

Однако для многих реальных зданий, в том числе большинства зданий АЭС, применить такую схематизацию чаще всего не удается, и их необходимо рассматривать как упругие системы.

5.3.2. Стержни с сосредоточенными массами

Иногда реальное применение может найти простейшая динамическая модель в виде линейного осциллятора. К такой схеме приводятся, например, здание типа пакгауза при горизонтальных сейсмических колебаниях (рис. 1.2,а), реакторное отделение на мягком грунте при вертикальных колебаниях (рис. 1.2,6) и т.п.

Более сложные схематизации, широко используемые на практике, - это системы невесомых стержней с сосредоточенными массами. Простейшая из них - консольный стержень переменной жесткости, несущий массы т: (рис. S.2). Такая схема пригодна при расчете колебаний (прежде всего горизонтальных) симметричного здания, кровля и перекрытия которого рассматриваются как жесткие диски. Предполагается, что здание опирается на податливое основание, которое учтено в виде трех пружин, присоединенных к фундаментной плите. Их жесткости при горизонтальных и вертикальных поступательных перемещениях равны соответственно K_x и K_2, а при повороте - K_9 (определение этих параметров рассмотрено в п. 6.3.3). Б силу симметрии при горизонтальном сейсмическом возмущении вертикальные колебания здания ие возбуждаются, и наоборот, поэтому их можно рассматривать независимо друг от друга.

При горизонтальных колебаниях основания масса m\ (массивная фундаментная плита, подвал и т.п.) перемещается по горизонтали и поворачивается вокруг горизонтальной оси (рис. 5.2,6, координаты xi и **<p),** а остальные массы перемещаются поступательно относительно фундаментной плиты (координаты Таким образом, рассматриваемая система имеет шесть степеней свободы; вектор ее перемещении (ы}^{T} = . Вынужденные колебания описываются системой дифференциальных уравнений (1.35,а), матрицы масс и жесткостей которой можно найти известными методами (например, с помощью уравнений Лагранжа 2-го рода). Если целью расчета является вычисление ПА, т.е абсолютных ускорений отметок здания, то удобно перейти к абсолютным координатам: {*u*}^{m} = {*x*\, *x*2, дез, JC4, JC5, <*p*}, где при **X|=jci+£+-A,-iq>** *K*\ - расстояние между i-й и первой массами.

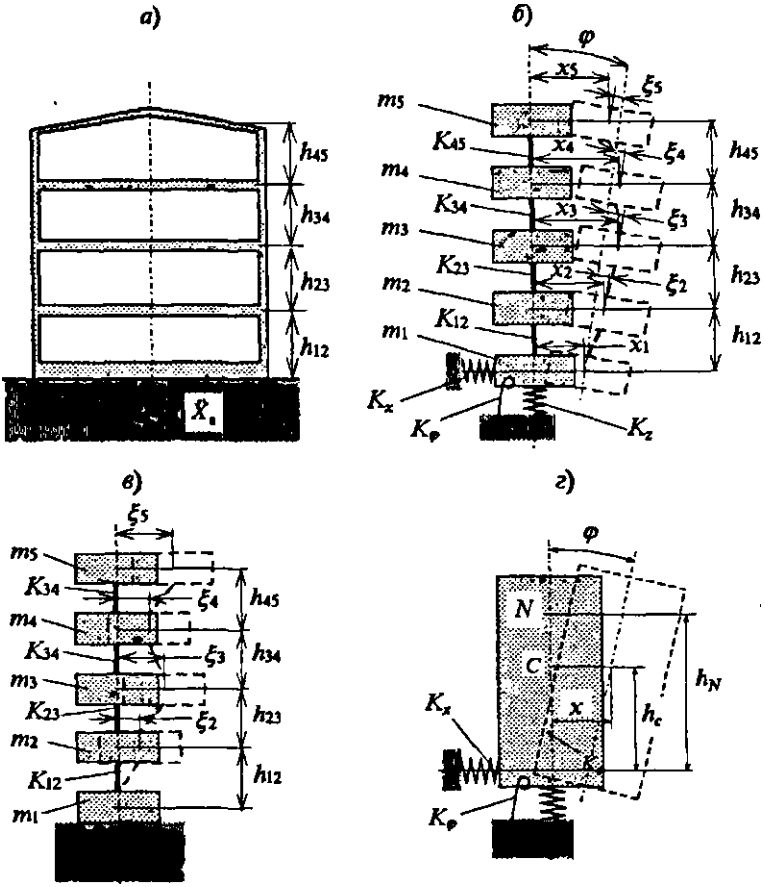


Рис. 5.2. Стержневая модель с сосредоточенными массами:
а) симметричное здание с жесткими кровлей и перекрытиями при горизонтальном сейсмическом возмущении; 0) здание на упругом основании; в) то же здание на иедеформируемом основании; *г)* очень жесткое здание на податливом основании

В этих координатах матрица жесткостей имеет вид

$$\begin{vmatrix} \{K_{,,}+K_{12}) & -*12 & 0 & 0 & 0 & ^12^12 \\ & & & 0 & 0 & \\ 0 & & & & 0 & 3^{\wedge}23) \\ 0 & 0 & -K_{»} & & *45 & \\ 0 & 0 & 0 & & *43 & \end{vmatrix}$$

$$^12*12 \qquad ^12^12) \ (^{\wedge}мАи \sim \qquad (Y^{\wedge}\ ^{\wedge}tj+l^{\wedge}U*I+ \quad (5.2)$$

Матрица масс

щ

[MU ; / = (5-3)

) /

где 1_C - момент инерции сооружения относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести С; - расстояние от 1-й массы до С.

Вектор *{Jx},* соответствующий данной системе координат:

$$\{J_x\}^r=\{1,\ 1,1,1,1,0\};\qquad (5.4)$$

члены в (1.35,я) с векторами *{Jy}* и *{Jz}* обращаются в нуль.

При вычислении значений элементов матрицы масс часто в качестве mi принимают массу части здания между горизонтальными сечениями посредине между ближайшими массами сверху и снизу.

Жесткость K_{iM} равна сумме жесткостей строительных конструкций между соответствующими отметками зданий. Часто она обеспечивается главным образом за счет сдвиговой жесткости стен, параллельных плоскости колебаний[1]. Тогда жесткость каждой из стен легко вычислить непосредственно:

где *G* - модуль сдвига, выражаемый через модуль упругости *E* и коэффициент Пуассона ***y:***

$$G = 0.5£/(1+v)\qquad (5.6)$$

(для бетона *G»0A2E);* A_{iM} - площадь сечения стены; - высота соответствующего этажа; $/_{од}$ - коэффициент сдвига, зависящий от формы поперечного сечения "сдвиговой балки".

Метод точного вычисления /сд изложен в [54]. Для некоторых простейших случаев его значения приведены в табл. 5.1, заимствованной оттуда же. Пользуясь этими значениями, можно приближенно определить /сд и при некоторых других формах сечения (например, для толстостенного кольца можно принять среднее между значениями для сплошного круга и тонкостенного кольца, т.е. /сд«1.5).

Практически для определения жесткости участка здания между двумя этажами его горизонтальное сечение на соответствующей отметке разбивают на элементарные фигуры (по возможности сводя их к типам, указанным в табл. 5.1), определяют элементарные жесткости, а затем суммируют их согласно известному правилу оп-

[1] В англоязычной литературе для таких зданий используется специальный термин: shear-wall building - здание со сдвиговыми стенами.

ределения жесткости "параллельно" работающих упругих элементов (рис. 5.3,а). Если жесткость стены изменяется по высоте между этажами, то используется правило для "последовательно" соединенных упругих элементов, а именно: суммируются податливости участков, т.е. величины, обратные жесткостям (рис. 5.3,6). В случае, когда высота элемента более чем в 1.5-2 раза превосходит горизонтальный размер поперечного сечения в направлении сдвига, небходимо наряду со сдвигом учитывать и изгиб. Соответствующие уравнения имеются в [54].

Таблица 5.1. Коэффициенты сдвига при различных формах поперечных сечений "сдвиговых" балок [54]

Форма поперечного сечения		*и*
•Й-	Прямоугольник	*6* 5
1	Сплошной круг	10 9
1		
ф	Тонкостенное кольцо	2
t	Коробчатое сечение, двутавр и т.п. *(F* - общая площадь сечения; *Fct* - площадь сечения стен, параллельных направлению сдвига)	*F*

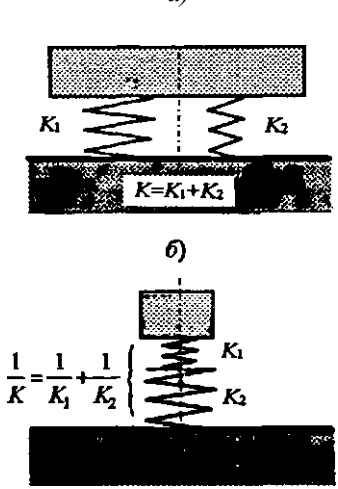


Рис. 5.3. Сумарная жесткость двух упругих элементов: а) при "параллельной" установке; б) при "последовательной" установке

Если основание здания считается недеформируемым (возможность такого допущения обсуждается в п. 6.3.1), то масса ***m***\ закреплена (рис. 5.2,в), и система имеет не шесть, а четыре степени свободы: вектор ее перемещений $\{ы\}^r=\{x_2, хэ, X4, xs\}$. Ее матрицы масс и жесткостей можно получить путем вычеркивания первых и последних строк и столбцов из матриц (5.2) и (5.3), а вектор $\{J_X\}$ - исключением первого и последнего элементов из вектора (5.4).

Другой предельный случай - очень жесткое здание на податливом основании (например, реакторное отделение АЭС на мягком или свайном основании), которое можно схематизировать как упруго опертое твердое тело (рис. 5.2,г). Вектор перемещений системы: $\{u\}^T \sim \{x, <p\}_t$ где ***x*** - перемещение центра тяжести С; ***<p*** - угол поворота. Матрицы масс и жесткостей в уравнении (1.35,**а**):

$$\mathbf{m}\text{-}[;;\mathbf{J}\ \text{м}\text{-}\qquad \begin{matrix}\text{-}\text{ЬЛох}\\ \text{Ко?}\end{matrix} \tag{5.7}$$

где $m\,n\,1_c$ - соответственно масса здания и момент инерции относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести С; h_c - высота центра тяжести. Вектор

Перемещения точки N, расположенной над основанием на высоте h_N, вычисляется по формуле

$$\boldsymbol{x_N = x + (h_c - h_N)<p.} \tag{5.9}$$

Для вычисления ускорения x_N следует заменить **jc** и $<p$ на x и $ф$.

Бели центры тяжести и жесткости этажей не совпадают (но не очень сильно), то стержневая модель здания несколько видоизменяется: массы считают присоединенными к стержню не непосредственно, а через недеформируемые поперечные консоли. В качестве примера на рис. 5.4 показана такая расчетная схема реакторного корпуса АЭС [94]. Три его основные верхние части (собственно реакторное отделение, защитная оболочка и обстройка) моделируются в виде стержней с поперечными консолями; стержни соединены между собой недеформируемым перекрытием на отм. +13.20. Нижняя часть (постамент) также схематизирована стержнем с консолями. Основание моделируется системой пружин (жесткостей) и демпферов (см. гл. 6). При использовании таких схем наряду с качанием здания в вертикальной плоскости следует также учесть поворот отметок в горизонтальной. Горизонтальные перемещения и ускорения точки, не совпадающей с осью поворота, вычисляются по формуле, аналогичной (5.9). При определении крутильной жесткости отметки $K_{¥}$ вклад 1-го конструктивного элемента равен его жесткости при прямолинейных перемещениях, умноженной на квадрат расстояния до центра жесткостей. Пусть и - координаты 1-го элемента (колонны, стены); K_{xi} и Ку{ - его жесткости в соответствующих направлениях. Тогда координаты центра жесткости

$$= \qquad\qquad = \tag{5-ю}$$
$$\text{«}\text{=}\text{l} \quad / \quad \text{i}\text{=}\text{l} \qquad\qquad \text{i}\text{=}\text{l} \quad / \quad \text{i}\text{=}\text{l}$$

где п - число элементов. Крутильная жесткость

$$\text{к}^{*}\text{=}\underset{\text{i}\text{=}\text{l}}{\text{Zfcfc}^{2}\text{--}\&)]}\bullet_{1} \qquad <^{5\text{Л}}) \tag{}$$

Отметим, что иногда даже при расчетах симметричных зданий искусственно вводят сдвиг между центрами масс и жесткостей, что-

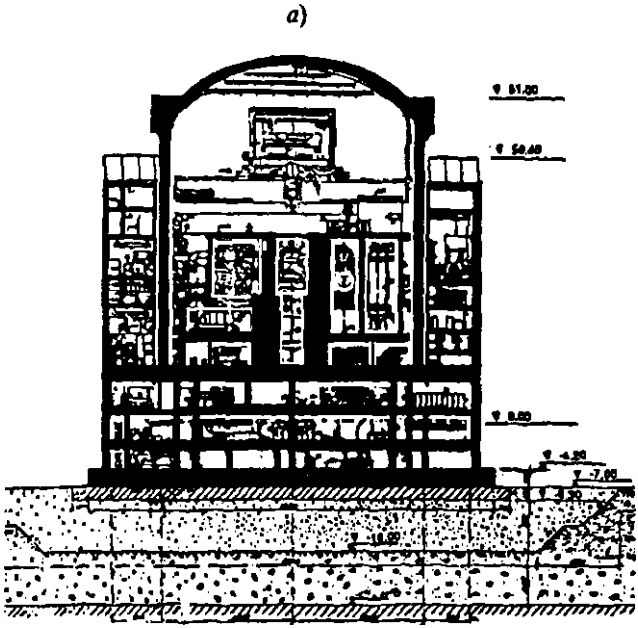
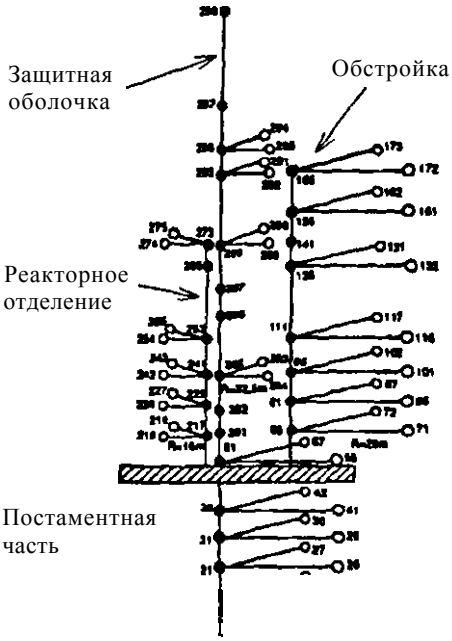


Рис. 5.4. Реакторное отделение АЭС и его расчетная схема (стержневая модель с сосредоточенными массами при несовпадении центров тяжести и жесткости этажей) [94];

а) реакторное отделение; б) стержневая расчетная схема

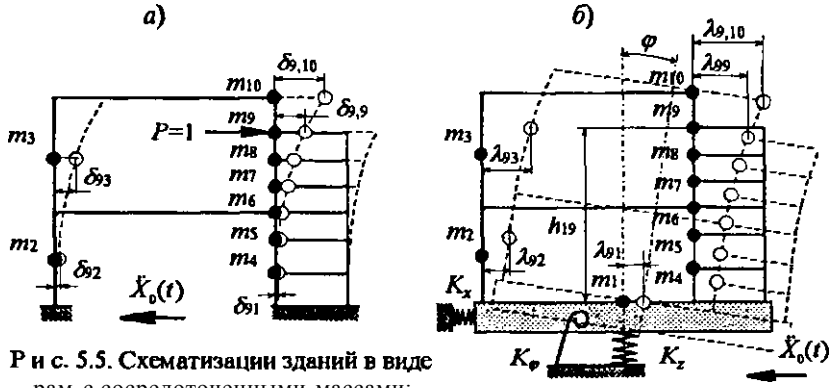
б)


Защитная оболочка
Обстройка
Реакторное отделение
Постаментная часть

бы учесть невертикальность падения сейсмических волн на основание (см, п. 6.4.2). Например, по российским нормам [46] для сооружений длиной более 30 м этот сдвиг составляет 2% от размера сооружения в плане в направлении, перпендикулярном сейсмическому воздействию. При расчетах АЭС в США принимается асимметрия 5% от горизонтального размера фундаментной плиты [115].

5.3.3. Рамы с сосредоточенными массами

При значительной асимметрии здания расчетная схема в виде консольного стержня уже не позволяет адекватно описать все особенности его колебаний, и в этом случае необходима плоская или пространственная модель. На рис. 5.5,д показана схема в виде рамы с сосредоточенными массами, предназначенная для расчета горизонтальных колебаний каркасного здания (машинного зала электростанции с деаэраторной этажеркой). Система имеет девять степеней свободы, вектор ее перемещений в абсолютных координатах $\{ы\}^{г} = \{JT_2, \ldots JC1O\}$ (нумерация начинается со второй массы, так как масса m\ присоединена к недеформируемому основанию).



Р и с. 5.5. Схематизации зданий в виде рам с сосредоточенными массами:

а) здание на недеформируемом основании; б) здание с жесткой фундаментной плитой на податливом основании

В этом случае матрица масс *[M]* и вектор $\{J_x\}$ - такие же, как для схемы на рис. 5.2,е. Непосредственное вычисление матрицы жесткостей *[К* является достаточно трудоемким, и ее легче получить путем обращения матрицы податливосгей [Л], для нахождения которой необходимо поочередно приложить единичную силу *Р=* по направлению каждой из степеней свободы системы: элемент матрицы Як равен перемещению по *k-й* координате при действии силы по 1-й координате.

Если каркасная часть здания располагается на жесткой и массивной железобетонной части (фундаментной плите, подвале), опирающейся на податливое основание, то можно использовать расчетную схему, показанную на рис. 5.5,6. Для простоты будем счи-

тать, что центр тяжести здания расположен над центром жесткости фундамента. Тогда, так же как и для здания на рис. 5.2,6, колебания при горизонтальном и вертикальном сейсмическом воздействии можно рассматривать независимо друг от друга. Фундамент перемещается горизонтально и поворачивается вокруг горизонтальной оси (координаты x\ и р), а остальные массы перемещаются параллельно ему. Эта система имеет одиннадцать степеней свободы; вектор ее перемещений в абсолютных координатах {«}$^{r=}${xi,... хю, **<p}-** Матрица масс [М] и вектор $\{J_x\}$ аналогичны (5.2) и (5.4). Матрицу жесткостей [К\ можно получить путем обращения матрицы податливостей [А], задаваемой формулой (5.12):

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{K_{ox}} & \frac{1}{K_{ox}} & \frac{1}{K_{ox}} & \cdots & \frac{1}{K_{ox}} & 0 \\ \frac{1}{K_{ox}} & \left(\delta_{22}+\frac{1}{K_{ox}}+\frac{h_{12}^2}{K_{o\varphi}}\right) & \left(\delta_{23}+\frac{1}{K_{ox}}+\frac{h_{12}h_{13}}{K_{o\varphi}}\right) & \cdots & \left(\delta_{28}+\frac{1}{K_{ox}}+\frac{h_{12}h_{18}}{K_{o\varphi}}\right) & \frac{h_{12}}{K_{o\varphi}} \\ \frac{1}{K_{ox}} & \left(\delta_{32}+\frac{1}{K_{ox}}+\frac{h_{12}h_{13}}{K_{o\varphi}}\right) & \left(\delta_{33}+\frac{1}{K_{ox}}+\frac{h_{13}^2}{K_{o\varphi}}\right) & \cdots & \left(\delta_{38}+\frac{1}{K_{ox}}+\frac{h_{13}h_{18}}{K_{o\varphi}}\right) & \frac{h_{13}}{K_{o\varphi}} \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots \\ \frac{1}{K_{ox}} & \left(\delta_{82}+\frac{1}{K_{ox}}+\frac{h_{12}h_{18}}{K_{o\varphi}}\right) & \left(\delta_{83}+\frac{1}{K_{ox}}+\frac{h_{13}h_{18}}{K_{o\varphi}}\right) & \cdots & \left(\delta_{88}+\frac{1}{K_{ox}}+\frac{h_{18}^2}{K_{o\varphi}}\right) & \frac{h_{18}}{K_{o\varphi}} \\ 0 & \frac{h_{12}}{K_{o\varphi}} & \frac{h_{13}}{K_{o\varphi}} & \cdots & \frac{h_{18}}{K_{o\varphi}} & \frac{1}{K} \end{bmatrix} \tag{5.12}$$

значения в обведенной пунктиром центральной части матрицы - те же, что и для рамы на абсолютно жестком основании; h\$_k$ - высота k-Vi массы над фундаментом.

При рассмотрении вертикальных сейсмических колебаний в принципе также можно использовать описанные выше расчетные схемы (при этом, естественно, в матрицах жесткостей должны фигурировать коэффициенты не горизонтальных, а вертикальных жесткостей строительных конструкций). Но надо иметь в виду, что если массы сосредоточены только на вертикальных элементах (стенах, колоннах), как на рис. 5.5, то и учитывается только податливость последних, которая обычно весьма мала. Поэтому' такие схемы позволяют достаточно точно рассчитать сейсмические колебания только в точках самих этих вертикальных элементов, а в пролетах горизонтальных (перекрытий, кровли) они дают приемлемые результаты лишь при условии, что жесткости этих элементов достаточно велики и здание располагается на податливом основании. В остальных случаях для вычисления сейсмических колебаний в пролетах необходимо сосредоточить там соответствующие массы и учесть поперечную податливость горизонтальных элементов. Формирование матриц масс и жесткостей для такой несколько усложненной схемы аналогично описанному выше.

Отметим, что иногда для перекрытий, на которых располагается тяжелое оборудование (например, деаэратор), ПА и ПС действительно определяют только в точках их опирания на стены, но при проверке сейсмостойкости такого оборудования в его расчетную схему включаются масса и жесткость перекрытия.

5.3.4. Схематизация по методу конечных элементов

Наиболее точно динамическая реакция здания на сейсмическое воздействие может быть рассчитана по методу конечных элементов (МКЭ). В настоящее время имеется множество вычислительных программ, предназначенных для расчета конструкций этим методом на статические, динамические, температурные и прочие воздействия. В библиотеки этих программ включены конечные элементы различного типа: стержневые (работающие только на растяжение-сжатие, используются для моделирования ферм); балочные (для колонн, рам, трубопроводов, длинных и тонких конструкций); осесимметричные элементы оболочки (могут быть использованы для моделирования, например, защитной оболочки реакторного отделения, сосудов под давлением и т.п.; в этом случае неосесимметричные нагрузки и перемещения можно учесть путем их разложения в ряд Фурье по угловой координате); элементы пластинки-оболочки (для сложных пространственных конструкций общего вида); трехмерные элементы (для моделирования толстостенных конструкций, 1рунтового основания и т.д.); граничные элементы (пружины, используются для моделирования податливости основания здания, опор оборудования и т.п.). Существуют также элементы специального вида (многослойные, неупругие и пр.), с помощью которых можно учесть особенности армирования железобетонных конструкций, наличие на них металлической облицовки, неупругую работу и т.п.

Большинство современных вычислительных программ позволяют рассчитывать конструкции на сейсмическое воздействие как по линейно-спектральной теории сейсмостойкости (т.е. с использованием спектров отклика), так и при заданном законе движения основания (чаще всего акселер огр амме). Некоторые вычислительные программы позволяют находить не только ускорения точек строительных конструкций, т.е. ПА, но и ПС.

На рис. 5.6 показан пример конечно-элементной расчетной схемы реакторного отделения АЭС. При моделировании использованы четырехугольные и треугольные элементы пластины и оболочки, балочные элементы, а также 1раничные элементы (пружины), моделирующие основание (на схеме не показаны). Массы тяжелого оборудования сосредоточены в узлах конечно-элементной сетки, а остального - учтены в виде осредненной распределенной массы, которая добавляется к массе строительных конструкций.

Здание имеет плоскость симметрии, поэтому в схему можно включить только его половину. При этом на узлы в плоскости сим-

метрии накладываются граничные условия, зависящие от направления сейсмического воздействия. При воздействии в плоскости симметрии граничные условия симметричные: закрепление от перемещений по оси X и поворотов вокруг осей *Y* и Z Если воздействие перпендикулярно этой плоскости, то п)аничные условия кососимметричные: запрещены перемещения по осям *Y* и Z и поворот относительно X.

Воздействие под углом к плоскости симметрии можно разложить на две компоненты, расчет на которые производится так же, как описано выше.

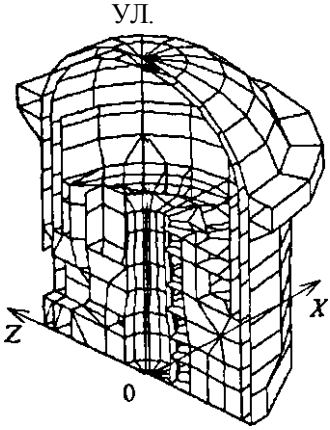


Рис. 5.6. Конечно-элементная расчетная схема реакторного отделения АЭС

Густота сетки конечных элементов, требуемая для достоверного определения отклика здания во всем сейсмическом диапазоне частот (до 30-33 Гц), зависит от типа элементов. Иногда приближенно считают, что число достоверно определенных собственных форм равно примерно половине числа степеней свободы системы.

При проектировании АЭС часто помимо сейсмического воздействия учитываются и иные, более высокочастотные нагрузки (удар в здание реактора падающего самолета, воздействие взрывной волны). Для расчета на них необходима очень дет альная схема здания, позволяющая надежно определять его динамическую реакцию до частот 60-80 Гц. Такая схема может иметь несколько сотен и даже тысяч степеней свободы (именно подобная с:хема изображена на рис. 5.6). Но для анализа сейсмических колебаний она является слишком детальной, и ее непосредственное использование неоправданно увеличило бы трудоемкость расчетов. !Можно получить упрощенную расчетную схему из подробной путем редуцирования (уменьшения числа степеней свободы) последней. Это достигается с помощью так называемой процедуры статической конденсации переменных [86, 93], суть которой заключается: в следующем[1].

Рассмотрим систему дифференциальных уравнении движения (1.35). Будем для простоты предполагать, что матрица диссипации является релеевской, т.е. *[C\=a[M\+/3[K* (см. п. 5.4). Разделим все степени свободы {и} на две группы, а именно: "граничные" и "внутренние" {и,}. Первые после проведения редукции останутся в редуцированной модели, а вторые будут искшючены. Тогда вектор перемещении разделяется на два блока:

[1] Приведенное ниже изложение процедуры статической конденсации переменных принадлежит Б.В. Цейтлину.

(5.13)

«-на-

Соответственно этому матрицы масс [Л/J, жесткостей [К] и вектор $\{J_x\}$ также разделятся на блоки:

$$[м] = \begin{matrix} {}^{м}\text{ъъ} & M_{ы} \\ \text{М}_{и} & \end{matrix} \quad \text{M-} \quad Къь \quad . \quad \text{w-fe} \qquad \textbf{(5.14)}$$

Редукция основана на предположении, что перемещения внутренних и граничных степеней свободы связаны статически:

$$\text{IX*} \quad \left| \begin{matrix} \\ 0 \\ 0 \end{matrix} \right| \qquad (5.15)$$

Отсюда получаем зависимость между этими перемещениями:

$$\{«,\} = [\#]\{«*\}, \qquad (5.16)$$

где

Это означает следующую замену переменных в уравнениях (1.35):

$$\{ы\} = [\Gamma]\{ыь\}, \qquad (5.17)$$

где $[\Gamma] = \begin{matrix} E\sim \\ \textbf{Я} \end{matrix}$; [£] - единичная матрица. В итоге система уравнений **(1.35)** преобразуется в систему того же вида, но меньшего порядка, равного порядку вектора {ыч}. Ее матрицы масс \M\, жесткостей fAT] и демпфирования *[С]* равны:

$$[к] = \textbf{[7f[K][r] = [a:}_{\textbf{ьь}}\textbf{]}_{+}\textbf{[л:„][я];} \qquad \textbf{[c]} = a[м]_{+}p[к]. \textbf{(5.18)}$$

В правой части (1.35) вместо $[M]\{J_X\}$ теперь стоит выражение

(5-19)

Первое слагаемое учитывает переносные силы инерции, приложенные к граничным степеням свободы, а второе - к внутренним.

Поскольку зависимость между граничными и внутренними степенями свободы предполагается статической, решение редуцированной и исходной систем будут удовлетворительно совпадать лишь при условии, что собственные формы внутренних колебаний (определяемые при закрепленных 1раничных степенях свободы) в

процессе движения возбуждаются слабо. Чтобы это условие выполнялось, граничные степени свободы следует выбрать таким образом, чтобы они достаточно хорошо описывали динамические перемещения конструкции.

После нахождения перемещений по граничным степеням свободы можно с помощью равенства (5.15) вычислить перемещения и по внутренним. Однако если вычисляются ПА и ПС, то для более точного их определения лучше включить соответствующие точки (степени свободы) в число граничных.

Имеются иные способы редуцирования систем, более сложные, но дающие требуемую точность при меньшем числе граничных степеней свободы- Их описание можно найти в [103, 104, 127].

5.5.5. *Эквивалентные модальные осцилляторы*

Один из способов получить простейшую расчетную схему здания, достаточно точно отражающую его динамические характеристики, - это использование так называемых эквивалентных модальных осцилляторов. Его суть заключается в следующем.

Сначала с помощью достаточно точной расчетной схемы здания *на недеформируемом основании* (например, как на рис. 5.6) вычисляют его собственные частоты и формы в требуемом диапазоне частот. Затем по ним находят модальные массы, модальные жесткости и модальные коэффициенты диссипации [см. (1.40)-(1.42)]. Наконец, для дальнейших динамических расчетов здание представляют в виде жесткой фундаментной плиты, на которой установлены линейные осцилляторы с найденными характеристиками, отклик каждого из которых представляет отклик по соответствущей собственной форме [т.е. по нормальной координате qj - см. (1.36) и далее]. Найдя их, можно затем с помощью соотношения (1.36) вернуться к физическим координатам и вычислить все необходимые параметры сейсмического отклика здания.

5.4. Учет потерь энергии в системе "сооружение-основание"

Ускорения строительных конструкций при землетрясении, а следовательно, внутренние усилия в них и нагрузки на оборудование очень сильно зависят от величины потерь энергии в системе "сооружение-основание", с ростом которых они уменьшаются. В то же время задание этого параметра связано со значительной неопределенностью из-за ограниченности экспериментальных данных, а также потому, что потери энергии под влиянием различных факторов могут изменяться в широких пределах. Поэтому величину расчетного затухания необходимо задавать осторожно, так как его завышение приводит к преуменьшению сейсмических нагрузок.

Проблема учета затухания имеет два аспекта: во-первых, какие значения затуханий должны приниматься для разных частей системы "сооружение-основание", и во-вторых, как представить его в математической модели объекта.

Величина потерь энергии в разных частях системы "сооружение-основание" неодинакова. В самом сооружении они связаны главным образом с *внутренним трением в материале* и с *конструкционным демпфированием* (т.е. трением в сочленениях и стыках). Как показывают опыты, внутреннее трение в материалах не зависит от скорости нагружения (т.е частоты возмущения), но увеличивается с ростом напряжений. Оно резко возрастает с появлением неупругих деформации в металлоконструкциях, арматуре, из-за раскрытия трещин в бетоне и т.п. Конструкционное трение выше в разъемных (болтовых, клепаных) соединениях и меньше - в неразъемных (сварных). При более сильном землетрясении оно больше из-за увеличения амплитуды колебаний и взаимных перемещений частей конструкции. Обычно конструкционное трение больше внутреннего.

Таблица 5.2. Значения затухания в конструкциях и оборудовании АЭС [76]

Тип сооружения или оборудования	Относитель-ное затухание С› % ПЗ› МРЗ2
Системы трубопроводов большого диаметра[3] (Д,£100 мм) и оборудование	
Системы трубопроводов малого диаметра[4] ($£_y$<100 мм)	
Стальные конструкции: сварные	
на болтах	
Бетонные конструкции: предварительно напряженные	
армированные	

Примечания:

[1] Если напряжения прн землетрясении существенно ниже предела пластичности, то затухание должно быть уменьшено.

[2] Прн напряжениях, существенно превосходящих предел пластичности, затухание может быть увеличено.

[3] Учтено как затухание в материале, так и конструкционное трение. Если трубопровод состоит только из одного или двух участков (т.е. конструкционное трение мало), то следует принимать затухание, как для трубопровода малого диаметра.

[4] Предполагается, что конструкционное трение мало.

В целом величину потерь в строительных конструкциях трудно оценить расчетным путем, поэтому часто вводят коэффициенты диссипации энергии по каждой из собственных форм, совокупно учитывающие все виды потерь и установленные на основе экспериментов и натурных наблюдений [119]. В качестве примера в табл. 5.2 приведены значения затуханий при проектировании АЭС в США [76]. Уровень ПЗ соответствует усилиям (напряжениям), составляющим примерно 67%, а МРЗ - около 90% от предельной прочности конструкций. Близкие к указанным значения затуханий рекомендуются и нормами Европейского сообщества [79].

В действительности в экспериментах при таких напряжениях наблюдалось более высокое рассеяние энергии [119], т.е. приведенные затухания являются осторожной нижней оценкой. Они применяются при проектировании новых сооружений и оборудования, при анализе же сейсмостойкости уже существующих АЭС могут исполь-

зоваться и более высокие значения (при условии их экспериментального подтверждения).

Затухания в табл. 5.2 отражают потери энергии в самом сооружении и соответствуют случаю абсолютно жесткого основания. Однако значительно более высокие потери могут иметь место в основании. Они обусловлены двумя факторами. Первый - ***внутреннее (гистерезисное) трение в грунте***, которое зависит от величины сдвиговых деформаций, и при малых деформациях, обычных при сейсмических колебаниях зданий, невелико (£^0.02).

Другая причина потерь энергии в основании - ***излучение в него отраженных от сооружения упругих волн***. Подробнее этот вопрос будет изложен в гл. 6, где в табл. 6.2 и 6.3 приведены значения эквивалентных затуханий, соответствующих данному виду потерь. Отметим,-что они представляют собой затухания при движении эквивалентных линейных осцилляторов, пропорциональные их скоростям. Для здания в качестве таких движений можно принять поступательные перемещения фундамента по горизонтали и вертикали и повороты относительно горизонтальной и вертикальной осей. Тогда относительные затухания составят:

$$£=0.5\,\textbf{Ъ}_x(mK_x) \qquad £=0.5Ь_Г(™К_Г)$$

где т - масса сооружения; остальные обозначения даны в табл. 6.2.

При учете затухания за счет излучения в основание следует принимать во внимание два обстоятельства. Во-первых, как сказано в п. 6.4.3, формулы, приведенные в табл. 6.2 и 6.3, применимы для слоя однородного грунта, толщина которого до подстилающей скалы ***не меньше максимального горизонтального размера плиты***. Если толщина слоя ***меньше половины этого размера***, то излучение в основание отсутствует вовсе [128]. При промежуточной толщине этого слоя и при слоистом основании затухание за счет излучения (как и жесткость основания - см. п. 6.4.3) является, строго говоря, частотно зависимым (т.е. непосредственно его можно использовать только при решении задачи о вынужденных колебаниях здания с помощью преобразования Фурье). В первом приближении зависимостью от частоты можно пренебречь и принять, что в диапазоне отношений толщины слоя к размеру фундамента от 1 до 1/2 величина диссипации зависит от этого отношения линейно.

Во-вторых, величина потерь энергии за счет излучения может быть очень значительной (до ^0.2+0.4 и даже больше). Поэтому, учитывая, что реальное основание много сложнее математической модели, принятой при выводе формул табл. 6.2-6.3, и что его неоднородность, трещиноватость и т.п. могут препятствовать распространению отраженных волн, в некоторых странах предельную величину диссипации в основание искусственно ограничивают. Например, в Германии принимают £^0.35, ££0.15 и £",£0.15 [106].

Остановимся теперь на способах задания диссипации энергии в расчетной модели здания. Этот способ зависит от принятого метода расчета вынужденных колебаний (см. гл. 4).

Если используется метод модальной суперпозиции, то необходимые значения затухания вводят непосредственно в дифференциальные уравнения движения по соответствующим собственным формам. Способ строгого определения этих значений с учетом неодинаковости потерь энергии в различных частях системы "сооружение-основание" рассмотрен ниже. Но часто затухания по собственным формам задают приближенно исходя из того, что поскольку потери энергии на излучение волн в основание пропорциональны скорости фундаментной плиты, то они соответствуют низшим собственным формам, дающим в эту скорость максимальный вклад. Поэтому затухание по высшим формам принимают в соответствии с табл. 5.2, а по низшим несколько увеличивают.

Очень часто используется матрица диссипации, предложенная Релеем ***(пропорциональное*** или ***релеевское затухание):***

$$[C\backslash = a[M] + p[Щ, \qquad (5.21)$$

где [М] и [К\ - соответственно матрицы масс и жесткостей системы; а к ft- коэффициенты, варьируя которыми можно приближенно подобрать желаемую величину затухания в нужном диапазоне частот. Точно получить необходимые величины относительного демпфирования можно только при каких-либо двух значениях круговой частоты, скажем, и co_n. Если эти затухания должны быть равны соответственно £ и то следует принять:

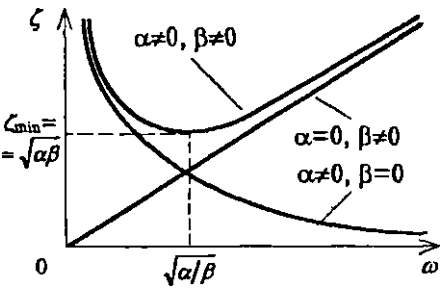


Рис. 5.7. Зависимость затухания от частоты при использовании матрицы пропорционального (релеевского) затухания [С]=а[Л^]+ДК]

$$a = \frac{2\,щa>_ш\{C_йй>_л - C_щa>_й)}{2 \quad 2} \; a \qquad P \qquad \frac{2(C_{,,}a)_{,,} - C^{\wedge})}{2 \quad 2} \qquad (5.22)$$

На любой другой частоте о затухание составит:

$$***£=05(a/c)+J3c>).*** \qquad (5.23)$$

Таким образом, закон изменения затухания в зависимости от частоты однозначно зависит от коэффициентов ***а*** и fl. Эта зависимость при различных их значениях изображена на рис. 5.7. Минимальное затухание £ = достигается при ***co = Ja/fl .***

Матрица (5.21) является линейной комбинацией матриц масс и жесткостей, поэтому удовлетворяет условию ортогональности (1.38), и система дифференциальных уравнений с такой матрицей может интегрироваться как прямым пошаговым методом, так и методом модальной суперпозиции. Преимуществом является также то, что для ее построения не надо знать собственных частот системы, а следует только задаться диапазоном частот и пределами изменения в нем затухания.

Существуют другие виды матриц [С], удовлетворяющих условию (1.38), но дающих иные зависимости затухания от частоты (см., например, [37]). Если собственные формы и частоты системы известны, то можно точно получить требуемую величину модальных затуханий Q с помощью матрицы

$$И=2[М][Ф][ОД([ЛЯФ])т, \qquad (5.24)$$

где [Ф] - матрица, составленная по столбцам из векторов собственных форм ***{фх)***\ [Q] и [Z] - диагональные матрицы, элементами которых являются соответственно собственные частоты щ и значения модальных затуханий

Остановимся на способах учета неодинаковости потерь энергии в разных частях системы "сооружение-основание". При расчете по МКЭ можно задать эквивалентное затухание по формам, пропорциональное их энергии, одним из двух способов [115, 119, 120]:

$$c = \frac{\{Фг\}^T\{ЩШ}{\{ФУ[щш} \qquad (5.25)$$

или

$$c \qquad (5.26)$$

$$Ш^T[К]\{ФУ$$

где, как и прежде, {$} - вектор і-й собственной формы; [М] и И - матрицы масс и жесткостей системы (ансамбля элементов), формируемые, как известно, через соответствующие матрицы отдельных элементов; [Л/] и [/Г] - модифицированные матрицы масс и жесткостей, при формировании которых матрица каждого из элементов умножается на коэффициент диссипации энергии в нем. Если фундаментная плита здания предполагается жестко закрепленной, то может использоваться любое из этих соотношений, а если учитывается взаимодействие сооружения с основанием - то (5.26). Данный метод можно использовать, если получаемые значения модальных затуханий не превосходят 0.2, иначе требуется его дополнительная проверка [120].

Можно построить матрицу диссипации, точно учитывающую потери энергии в различных частях системы. Продемонстрируем это на примере расчетной схемы на рис. 5.2,6. Рассмотрим горизон-

тальные сейсмические колебания здания и примем, что затухание в самом здании описывается релеевской матрицей

$$[C_M]=a[M_3\hat{}+/?[\hat{}L \tag{5.27}$$

а в основании - коэффициентами $Ь_x$ и $Ъ_9$ из табл. 5.2. Тогда в системе координат $\{и\}^т$ (см. стр. 97) матрица диссипации имеет вид

$$[C] = \begin{matrix} О & о \\ "зд & О \\ О & ь_а \end{matrix} \tag{5.28}$$

Для получения матрицы диссипации [С] в абсолютных координатах {и} матрицу [С] надо умножить на матрицу перехода [7]:

$$[C] = [C][\Gamma], \tag{5.29}$$

где

$$[\Gamma] = \begin{matrix} 1\ О & - о & о \\ 1\ 1 & - О & k_{12} \\ 1\ о & \bullet 1 & \\ о\ о & \bullet 0 & 1 \end{matrix} \tag{5.30}$$

h_u - высота 1-й массы над фундаментной плитой.

Полученная матрица $[C\backslash$ не удовлетворяет условию ортогональности (1.38), т.е. система дифференциальных уравнений не распадается на независимые уравнения и потому не может быгь непосредственно проинтегрирована методом модальной суперпозиции. Но часто используют следующий приближенный прием: выполняют преобразование (1.38), после чего в полученной матрице диссипации отбрасывают внедиагональные члены, т.е. пренебрегают зависимостью затухания по і-й форме от движения по остальным формам.

Более общая форма преобразования, аналогичного по смыслу (5.28)-(5.29), приведена в [115].

ГЛАВА 6

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ОСНОВАНИЯ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАСЧЕТАХ СООРУЖЕНИЙ

6.1. Предварительные замечания

В процессе землетрясения сооружение колеблется совместно с основанием, и поэтому необходимо рассматривать не просто сооружение как таковое, а *систему "сооружение-основание"*. Здесь имеются две основных проблемы.

Первая - влияние основания на интенсивность сейсмических колебаний сооружения, которая зависит не только от конструкции и динамических характеристик последнего, но и от геологического строения основания и характеристик слагающих его пород. Эта проблема именуется *динамическим взаимодействием сооружения с основанием (ВСО)* и является одной из важнейших в теории сейсмостойкости [13, 18, 19, 27, 35, 42, 59, 128]. Ее рассмотрению будет посвящена основная часть настоящей главы (пл. 6.3-6.7)

Второй важнейший аспект - оценка несущей способности и деформаций основания под действием основных и сейсмических нагрузок. Эта весьма сложная проблема изучается в специальных курсах оснований, фундаментов и механики грунтов. В настоящей книге (п. 6.8) будут только кратко рассмотрены особенности расчета оснований, связанные с влиянием сейсмического воздействия.

Прежде чем перейти к изложению названных вопросов, остановимся на расчетных динамических характеристиках грунтов.

6.2. Расчетные динамические характеристики грунтов

Трудность задания расчетных динамических характеристик грунтов, особенно нескальных, обусловлена тем, что они представляют собой нелинейные среды, у которых соотношение между напряжениями и деформациями зависит от пути нагружения. Проблема усложняется еще тем, что при сейсмических колебаниях в грунте создается трехосное напряженное состояние. В принципе, имеются модели динамического поведения грунтов, позволяющие учесть эти факторы, но в проектной практике они применяются достаточно редко, так как использование точных, но очень сложных и трудоемких методов анализа обычно нецелесообразно ввиду приближенности исходных данных о геологическом строении основания, характеристиках грунтов, сейсмическом воздействии и т.д.

Как правило, при выполнении сейсмических расчетов сооружений грунт моделируют как линейное вязко-упругое тело. При этом для учета его фактической нелинейности используют механические характеристики при средних значениях напряжений в основании, создаваемых суммой основных и сейсмических нагрузок. Иными словами, полагают, что вариация этих характеристик вследствие

отклонения сейсмических нагрузок от среднего значения несущественна (что соответствует действительности). Вопрос об учете нелинейности грунта будет дополнительно рассмотрен в п. 6.4.2.

Таблица 6.1. Инженерно-геологические характеристики грунтов [26]

Наименование грунтов	Плотность Р. т/м^3	Скорости распространения упругих волн, км/с		Модуль деформации **ЯпхЮ-2,** МПа
		Прод. $^{y}_{ш}$	Попер. *К*	
Ы яг кие грун\ты				
Насыпные грунты рыхлые (пески, супеси, суглинки и др.), неводонасыщенные	1.40-1.70	0.1-0.3	**0.07-0.15**	«0.1
Гравелисто-песчаные грунты	1.60-1.90	0.2-0.5	**0.10-0.25**	
Песчаные грунты маловлажные (сухие)	1.40-1.70	0.15-0.9	**0.13-0.50**	0.05-1.3
Песчаные грунты средней влажности	1.60-1.90	0.25-1.3	**0.16-0.60**	
Песчаные грунты водонасыщенные	1.70-2.20	0.3-1.6	**0.20-0.80**	0.03-1.0
Супеси	1.60-2.00	0.3-1.2	0.12-0.60	0.05-1.3
Суглинки	1.60-2.10	0.3-1.4	**0.14-0.70**	0.05-1.2
Глинистые грунты влажные, пластичные	1.70-2.20	0.5-2.8	0.13-1.20	0.05-2.0
Глинистые грунты плотные, полутвердые и твердые	1.90-2.60	2.0-3.5	**1.10-2.00**	
Лесс и лессовидные грунты	1.30-1.60	0.38-0.4	**0.13-0.14**	0.05-1.0
Полу скальные и скальные породы				
Мергель	1.80-2.60	1.4-3.5	0.8-2.0	
Песчаник рыхлый	1.80-2.20	1.5-2.5	0.8-1.7	
Песчаник плотный	2.00-2.60	2.0-4.3	1.1-2.5	
Песчаник сильно выветрелый	1.70-2.20	1.0-3.0	0.6-1.8	
Известняк прочный	2.00-3.00	3.0-6.5	1.5-3.7	
Глинистые сланцы	2.00-2.80	2.0-5.0	1.2-3.0	
Изверженные и метаморфические породы (гранит, гнейс, базальт, диабаз) трещиноватые	2.40-3.00	3.0-5.0	1.7-3.0	
Изверженные и метаморфические породы (гранит, гнейс и др.) нетрещиноватые	2.70-3.30	4.0-6.5	2.7-4.3	

Примечание: Нижний предел скоростей распространения упругих волн относится к грунтам и скальным породам с минимальным объемным весом, а верхний - с максимальным.

Расчетными динамическими характеристиками грунтов являются: плотность р, кг/м^3; модуль упругости (Юнга) E_t Па, связывающий нормальные напряжения а и деформации е при одноосной деформации; модуль сдвига G, Па, связывающий касательные напряжения г и сдвиг *у*\ коэффициент Пуассона *v*\ коэффициент относительной диссипации энергии в грунте £ Эти характеристики

определяют путем лабораторных и полевых испытаний грунтов. Часто их вычисляют через скорости распространения упругих волн в основании - продольной V_p и поперечной $F_,$ м/с по следующим формулам:

$$p * 5^{2}-\ ' \qquad (6.1)$$

$$V = \frac{S^2 - 2}{2(\wedge - 1)'} \qquad (6.2)$$

где $S = V_p/V,-$

$$G = pVj. \qquad (6.3)$$

Преимуществом такого способа определения характеристик является то, что с его помощью получаются их осредненные значения, не зависящие от частных локальных особенностей основания. Между модулями упругости, сдвига и коэффициентом Пуассона имеется также зависимость, выражаемая формулой (5.6).

При определении жесткости оснований, сложенных мягкими грунтами, используется еще одна характеристика: модуль деформации грунта Ел. По смыслу она аналогична модулю упругости Е, с той разницей, что последний соответствует только упругой, а Ед - полной (включая неупругую часть) деформации грунта. Модуль деформации обычно значительно меньше модуля упругости [16].

В табл. 6.1 для справки приведены инженерно-геологические характеристики различных грунтов.

6.3. Характер влияния основания на колебания сооружения

Влияние основания на сейсмические колебания сооружения имеет несколько аспектов. Во-первых, через основание передается сейсмическое воздействие на сооружение. Но последнее, в силу своей массивности и жесткости, оказывает обратное влияние на движение грунта, и поэтому закон сейсмических колебаний под фундаментной плитой, вообще говоря, отличается от колебаний "свободного поля" (см. гл. 3). Во-вторых, грунтовое основание обладает собственной массой и жесткостью, которые снижают частоты свободных колебаний динамической системы "сооружение-основание". Наконец, в-третьих, при землетрясении сейсмические волны отражаются от фундамента и рассеиваются в основании, унося при этом определенное количество энергии. Два последних фактора влияют на величину динамического отклика сооружения, а следовательно, и на сейсмические инерционные нагрузки, действующие на него и на закрепленное на нем оборудование. Продемонстрируем на двух примерах способ их учета в математической модели системы "сооружение-основание".

Рассмотрим задачу о колебанию абсолютно твердого тела (круглого штампа) на упругом полупространстве [14] (решение гаких задач для прямолинейных и угловых колебаний тела является одним из путей определения эквивалентных динамических характеристик основания - см. п. 6.4). При вертикальных колебаниях (рис. 6.1,а) влияние основания в общем случае эквивалентно присоединению к штампу массы, жесткостей и демпферов (рис. 6.1,6). Бели коэффициент Пуассона основания лежит в обычном для грунтов диапазоне, то присоединенной массой можно пренебречь [14], и тогда влияние основания выражается параллельно соединенными жесткостью и демпфером (рис. 6.1,6). Аналогично влияние основания и при иных направлениях колебаний и формах штампа.

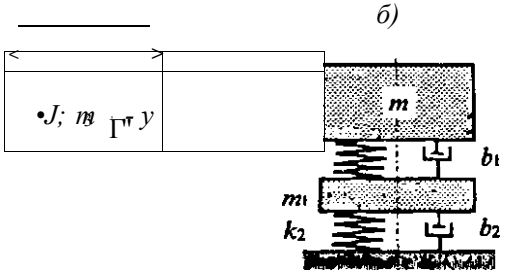


Рис. 6.1. Динамическое влияние основания на колебания абсолютно твердого тела:

а) круглый штамп на упругом полупространстве; б) эквиваленьные динамические характеристики основания (присоединенные масса, жесткости и демпферы); *в)* то же без учета присоединенной массы

Влияние основания на колебание упругой системы ясно из рассмотрения простейшего примера о колебаниях линейного *консервативного* осциллятора, опирающегося на упругую полуплоскость [59]. Если основание является абсолютно жестким (рис. 6.2,а), то свободные колебания осциллятора задаются уравнением (см. гл. 1)

$$x + ю^2 x = 0, \qquad (6.4)$$

где о - собственная круговая частота.

При учете упругости и инерции основания и оттока в него энергии это уравнение преобразуется к виду

$$x + Яx + £0_j X = 0, \qquad (6.5)$$

где ***о)\ = со² -Л.***

Таким образом, влияние основания выразилось, во-первых, в рассеянии энергии из системы: в уравнении появился диссипативный член, пропорциональный скорости, т.е. консервативный осциллятор превратился в *неконсервативный* (рис. 6.2,6). Во-вторых, уменьшилась его собственная частота.

Подобным же образом сказывается основание и на колебаниях более сложных систем.

В настоящее время существуют два основных подхода к решению проблемы взаимодействия сооружения с основанием (ВСО). Первый из них - упрощенный способ, наиболее часто применяемый на практике: использование *эквивалентных динамических характеристик* основания. Согласно ему, проблема ВСО разделяется на несколько независимо решаемых задач. Этот способ будет подробно рассмотрен в п. 6.4, здесь же только отметим, что он аналогичен разделению системы "сооружение-основание" на основную систему и подсистему, где в качестве последней выступает сооружение.

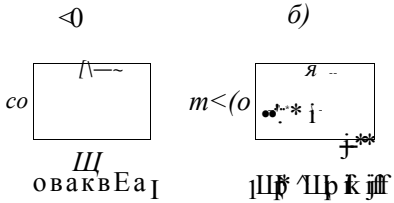


Рис. 6.2. Учет динамического влияния основания на колебания упругой системы:

а) линейный консервативный осциллятор на абсолютно жестком основании; б) он же при учете взаимодействия супругой полуплоскостью

Другой подход - *прямой (одношаговый) метод*, согласно которому колебания сооружения и основания исследуются совместно. Он будет кратко описан в п. 6.5.

Оба эти способа изложены главным образом применительно к задачам проектирования зданий АЭС. Но они актуальны и для других (прежде всего массивных и жестких) сооружений.

6.4. Метод эквивалентных динамических характеристик основания

6.4.1. Предварительные замечания

Согласно данному методу, проблема ВСО подразделяется на следующие три независимо решаемые задачи:

а) Определение расчетного сейсмического воздействия на фундамент исходя из его формы, заглубления, строения грунтового основания, направления падения сейсмических волн и т.д. Эта проблема рассмотрена в п. 6.4.2.

б) Определение *эквивалентных динамических характеристик основания* - совокупности "пружин" и "демпферов", присоединенных к фундаментной плите (см., например, рис. 5.5) и характеризующих жесткость и рассеяние энергии в основании. В общем случае их двенадцать: шесть "пружин", задающих жесткости при поступательных и угловых перемещениях фундамента по трем осям, и шесть соответствующих "демпферов[11]. Их находят, решая задачу о колебаниях штампа на упругом однородном или слоистом основании, полубесконечном или подстилаемом скалой. Способы их определения изложены в п. 6.4.3. Присоединенную массу основания часто не учитывают по соображениям, изложенным в п. 6.3. Кроме того, для

массивных и жестких сооружении (например, зданий АЭС) влияние этой массы на результат находится в пределах раброса за счет неточности исходных данных.

в) Решение задачи о вынужденных колебаниях здания при исходном воздействии и характеристиках основания, найденных по пл. *а и б.*

6.4.2. Определение расчетного сейсмического воздействия

Как было сказано в п. 3.4.4, исходное сейсмическое воздействие на площадке строительства задается в виде так называемого *движения свободного поля*, т.е. без учета обратного влияния сооружения на колебания основания. Это движение трактуется как колебания грунта в некоторой *контрольной точке*, расположенной на поверхности и достаточно удаленной от сооружения.

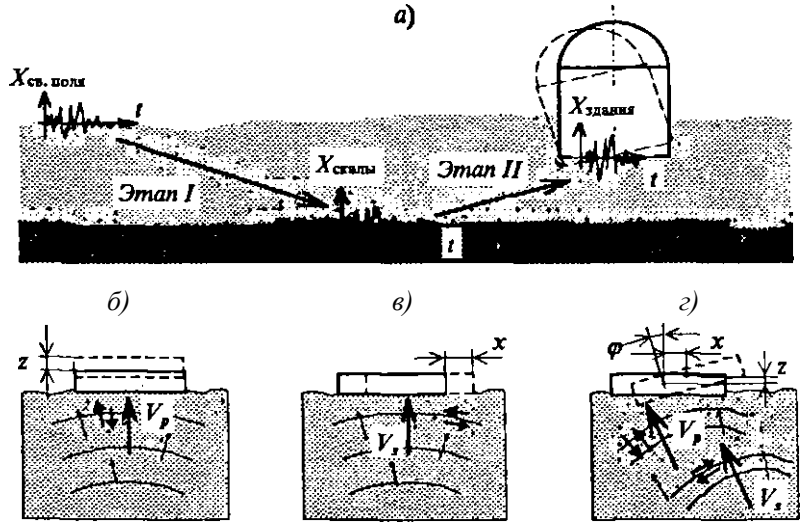


Рис. 6.3. К определению расчетного сейсмического воздействия на сооружения АЭС:

а) последовательность определения расчетного сейсмического воздействия с учетом обратного влияния здания; б) колебания фундамента на поверхности грунта при вертикальном падении продольных сейсмических волн; *в)* то же при вертикальном падении сдвиговых волн; г) то же при наклонном падении волн

Но сооружения, в том числе здания АЭС, имеют конечные размеры в плане и часто более или менее сильно заглублены. Наличие такой жесткой "пластины" на поверхности или включения в основание, даже без учета массы сооружения, ограничивает и видоизменяет перемещения грунта. Поэтому прежде всего необходимо найти распределение сейсмического воздействия по поверхности контак-

тирующих с грунтом конструкции, которое и является исходным сейсмическим возмущением для дальнейших расчетов сооружения. Эта процедура осуществляется в два этапа (рис. 6.3).

На первом решают так называемую *обратную задачу инженерной сейсмологии* [27]: определяют колебания скалы, подстилающей мягкое основание, *совместимые* с заданным сейсмическим движением свободного поля (рис. б.З.д, этап I). Совместимость заключается в том, что эти колебания, пройдя через мягкие слои основания, должны вызывать заданное движение на поверхности.

Второй этап - решение так называемой *кинематической задачи ВСО.* На этом шаге сооружение считают жестким и безмассовым (масса учитывается позднее, при расчете его сейсмических колебаний) и рассчитывают вынужденные колебания грунтовой толщи, имеющей соответствующую выемку или жесткий участок на поверхности, при сейсмическом возмущении на уровне подстилающей скалы, определенном на этапе I (рис. 6.3,**а**, этап II). В результате находят распределение сейсмических движений грунта по поверхности заглубленной части сооружения.

Остановимся несколько подробнее на методах, применяемых на этапах I и II. Оба они связаны с расчетом распространения сейсмических волн через слоистую грунтовую толщу. В общей постановке - при произвольных геологическом строении основания и угле падения сейсмических волн - задача эта чрезвычайно сложна. К тому же действительное направление распространения сейсмических волн является весьма неопределенным. Если угол их падения на поверхность отличается от прямого, то в зависимости от его величины результирующее ускорение сооружения может как повышаться, так и понижаться. Например, рассмотрим безмассовый фундамент на горизонтальной поверхности грунта. Если продольные и поперечные волны распространяются вертикально, то первые вызывают только вертикальные, а вторые - горизонтальные перемещения точек фундамента (рис. 6.3,6,в). При произвольном же угле падения будут возникать также и угловые перемещения: продольные волны приведут к качанию в вертикальной плоскости, а поперечные - к повороту в горизонтальной (рис. 6.3,г). В итоге результирующее ускорение может оказаться как больше, так и меньше, в зависимости от особенностей геологического строения площадки, угла падения волн, характеристик фундамента, интересующего частотного диапазона и т.п.

В практических расчетах геологию основания обычно упрощают, принимая, что оно состоит из бесконечных по горизонтали слоев и что нижний, подстилающий скальный слой представляет собой однородное полупространство. Направление падения сейсмических волн принимают вертикальным. Грунт рассматривают как линейную вязко-упругую среду (методы учета его фактической нелинейности обсуждается ниже). В этом случае проблема передачи сейсмического воздействия через слоистое основание сводится к ре-

шению одномерной задачи о распространении упругой волны в стержне с кусочно-постоянными механическими характеристиками. Иногда ее приближенно заменяют задачей о колебаниях цепочки упруго соединенных между собой дискретных масс. Разработаны вычислительные программы, позволяющие, задав акселерограмму в любой точке какого-либо слоя, вычислить соответствующие ей акселерограммы в любой другой точке основания (например, [117]).

Расчет на I этапе может выполняться путем ***свертывания*** или ***развертывания***[1] воздействия. В первом случае возмущающее воздействие задают на поверхности подстилающей скалы и по нему вычисляют колебания свободной поверхности, которые сравнивают с заданными в контрольной точке. Требуемого их совпадения достигают методом проб и ошибок. Во втором случае заданное на поверхности воздействие пересчитывают на подстилающую скалу.

На II этапе безмассовый фундамент обычно принимается абсолютно жестким, т.е. его перемещения (а следовательно, и сейсмическое возмущение, передающееся на здание) задаются шестью компонентами - тремя линейными и тремя угловыми. Они зависят от геометрии фундамента, характеристик слоев основания, частотного состава исходного воздействия, но в общем случае не совпадают с акселерограммой на свободной поверхности. С математической стороны задача представляет собой смешанную проблему динамической теории упругости: на свободной поверхности ставятся граничные условия по напряжениям, а на поверхности контакта грунта с сооружением - по перемещениям. Дополнительно приравнивают нулю равнодействующую и сумму моментов касательных усилий на сооружение со стороны грунта.

Как было сказано выше, при выполнении описанных выше расчетов грунт рассматривается как линейная вязко-упругая среда, хотя в действительности его поведение нелинейно. Строгий учет нелинейности связан с большими математическими и вычислительными сложностями, и, как правило, в практических расчетах (в том числе АЭС) пользуются приближенными методами. Обычно нелинейность разбивают на две части: "первичную" (нелинейное поведение грунта, вызванное только сейсмическим возмущением, т.е. без учета влияния отклика здания) и "вторичную" (нелинейность в результате этого отклика).

При определении расчетного сейсмического воздействия учитывают только первичную нелинейность. Чаще всего используют квазилинейный подход: в процессе расчета грунт рассматривают как линейный, но его механические характеристики принимают в зависимости от напряжений. Иногда используют метод итераций: задают исходные значения характеристик грунта; выполняют расчет распространения через основание сейсмических волн; определяют

[1] В англоязычной технической литературе соответствующие процедуры именуются *convolution* и *deconvolulion.*

суммарные напряжения в грунтовых слоях; принимают новые характеристики грунта, соответствующие средним значениям суммарных напряжений; повторяют расчет распространения сейсмических волн, и т.д.

При выполнении сейсмического расчета сооружений обычно принимают во внимание только вторичную нелинейность, т.е. локальное поведения грунта под подошвой. Это осуществляется так же, как и для первичной нелинейности.

Отметим важный для практики факт: *для фундаментов, расположенных на поверхности, при обычно принимаемом вертикальном распространении сейсмических волн расчетное сейсмическое воздействие, получаемое на II этапе, аналогично исходному воздействию, заданному в контрольной точке*. В остальных случаях эти воздействия будут различны.

Сейсмические колебания, проходя через слои грунтовой толщи, вообще говоря, могут как усиливаться, так и ослабляться (в зависимости от толщины и характеристик грунта соответствующего слоя). Но чаще всего интенсивность колебаний с глубиной все же убывает. Поэтому, если сооружение достаточно сильно заглублено и тем более посажено на более крепкий, чем у поверхности, грунт, то сейсмическое воздействие на него обычно слабее, чем при поверхностном заложении фундамента. Однако, учитывая приближенность математической модели грунтового основания и значительную неопределенность свойств грунтов, снижение интенсивности воздействия часто искусственно ограничивают. Например, в практике проектирования АЭС в США значения спектра отклика, принятого для уровня подошвы фундаментной плиты, должны составлять не менее 60% от исходного спектра, заданного в контрольной точке [И 5]. Некоторые другие вопросы, связанные с учетом заглубления, будут рассмотрены в п. 6.4.4.

6.4.3. Эквивалентные динамические характеристики основания

Степень влияния основания на динамическую реакцию сооружения зависит от соотношения их жесткостей. Для гибких (например, каркасных) зданий это влияние относительно мало, и для них основание часто можно принять недеформируемым (рис. 1.2,а, 5.3,в, 5.6,а). Для жестких и массивных сооружений, к числу которых относится и большинство зданий АЭС, влияние основания существенно даже при достаточно жестких грунтах. Считается, что *для зданий любого типа основание можно считать недеформируемым, если скорость распространения в нем поперечных волн, определенная с учетом пригрузки от веса здания,* $V_м > 1000 м/с$ [115].

Если влияние основания учитывается, то, как сказано в п. 6.4.1, оно представляется в виде шести присоединяемых к фундаментной плите эквивалентных пружин, отражающих сопротивление основания поступательным и угловым перемещениям, и соответствующих

шести демпферов. Их параметры (которые за рубежом часто именуются *impedance functions* - импедансные функции [115]) определяют путем решения задачи о колебаниях штампа на упругом однородном полупространстве или на слоистом основании, подстилаемом скальным грунтом. Решение получается в виде комплексной функции частоты, действительная часть которой - это эквивалентная жесткость основания, а мнимая - рассеяние в нем энергии.

Таким образом, в общем случае динамические характеристики основания являются частотно-зависимыми. Доказано, однако, что если фундаментная плита расположена на слое относительно однородных по своим свойствам грунтов, толщина которого до подстилающих скальных пород не меньше максимального горизонтального размера плиты, то зависимостью характеристик от частоты можно пренебречь. Такие частотно-независимые формулы для нахождения эквивалентных жесткостей основания и коэффициентов потерь энергии приведены в табл. 6.2 и 6.3.

Таблица 6.2. Эквивалентные характеристики жесткостей и рассеяния энергии в основании круглого в плане сооружения [115]

Направление колебаний	Круглый фундамент	
	Эквивалентные жесткости	Эквивалентные затухания
Горизонтальные	$\frac{32(1-\nu)G^*}{7-8\nu}$	$Ь_X=0576K_X Я^{\wedge}£$,Нс/м
Вертикальные	$= \frac{}{1-\nu}$ Н/м	$Ъ_x = 0$, 5 $^{\wedge}{}_t$ нс/м
Качание в вертикальной плоскости	$8\ GR^3$	
Поворот в горизонтальной плоскости	$K_{\varphi} * \frac{}{3} GR^*$, Нм	$Ь_ш$ - —-—J $K_ш 1_ш$, Нмс
Обозначения:	$\frac{9}{8pR^5}$	$21_ш$

где R - радиус фундамента, м; 1_{0m} - момент инерции *сооружения* относительно горизонтальной оси качания, проходящей через центр основания, кг-м^2; ЛЬ*>" полярный момент инерции *сооружения* относительно вертикальной осн симметрии, кг-м^2.

Бели основание состоит из сильно различающися по свойствам слоев, или толщина мягких грунтов до подстилающих скальных пород меньше максимального размера фундаментной плиты, то зависимость эквивалентных характеристик основания от частоты необходимо учитывать. В этом случае сейсмический расчет здания выполняется посредством преобразования Фурье (см. п. 4.4).

Следует, однако, заметить, что использование точных и сложных методов оправдано, если достаточно точно известны исходные

данные для расчета. Обычно это бывает при "апостериорной" проверке сейсмостойкости уже построенных сооружений (например, АЭС). При проектировании же новых, особенно на предварительных стадиях, или при разработке типового проекта, который затем будет "привязываться" к разным площадкам строительства, деформационные характеристики грунта (Е, *G* и v) обычно известны лишь весьма приближенно. При таких условиях разница в значениях жесткостей за счет разброса характеристик грунта может оказаться больше, чем при их вычислении по разным формулам. В этих случаях нередко используют упрощенные подходы: осредняют характеристики грунтов по глубине; определяют "вилку" сейсмической реакции сооружения при наилучших и наихудших характеристиках основания; схематизируют основание и фундаментную плиту по методу конечных элементов и находят податливость основания, прикладывая к плите единичные статические силы и моменты, и т.п.

Таблица 6.3. Эквивалентные характеристики жесткостей и рассеяиня энергии в основании прямоугольного в плане сооружения [115]

Направление колебаний	Прямоугольный фундамент	
	Эквивалентные жесткости	Эквивалентные затухания
Горизонтальные	$K_x = 2(1+\nu)Gfi_x jBL$, Н/м	Как для круглого фундамента с радиусом
Вертикальные	к. = , Н/м	$R = \text{^BЬ/mг}$
Качание в вертикальной плоскости	1 - *v*	То же - с радиусом $R = \$B1?/(3я)$
Поворот в горизонтальной плоскости	1-1/	а с *Я* = ^BL^B^2 + 1?^(бтг)
	Как для круглого фундамент	

Обозначения: В - ширина фундамента в направлении, перпендикулярном направлению горизонтального сейсмического возмущения, м; *L* - длина фундамента в направлении, параллельном горизонтальному сейсмическому возмущения, м; Д, P_z, */Зр* - коэффициенты, зависящие от отношения *BIL* (рис. 6.4).

Жесткости, близкие к вычисленным по формулам табл. 6.2-6.3, получаются из решения статической задачи о штампе на упругом основании [10]. Для естественных (скальных и нескальных) оснований коэффициенты жесткости часто представляют в виде

К^СхА-, $K_г$=СгА\ К=СJо; К ^ С ^ (6.6)

где K_x - линейная жесткость при горизонтальных поступательных перемещениях здания (упругом равномерном сдвиге), Н/м; K_z - то же, при вертикальных поступательных перемещениях (упругом равномерном сжатии), Н/м; К? - угловая жесткость при качании в вертикальной плоскости (упругом неравномерном сжатии), Н м; $K_{¥}$ - то же при повороте в горизонтальной плоскости (упругом неравно-

мерной сдвиге), Н-м; A - площадь фундаментной плиты, м^2; /о - момент инерции площади фундамента относительно горизонтальной оси качания, м^4; I_{φ} - полярный момент инерции площади фундамента относительно вертикальной оси, м^4; C_{X1} C_z, C_ϑ и C_φ - коэффициенты, зависящие от вида грунта и размеров основания, Н/м^3, вычисляемые для однородного основания по формулам

$$C_Z = K_Z \frac{1}{A} \qquad C_x = K_x \frac{1}{(1 - k_x J \$ + V) 4A'} \qquad (6.7)$$

$$C_\vartheta = \kappa_\vartheta \frac{E}{(1 - S) y f l'} \qquad C_r = 15 C_X,$$

где $k_{X\vartheta}$ k_z и k_ϑ - коэффициенты, приведенные на рис. 6.4 (коэффициенты κ_z и κ_ϑ даны для двух случаев: когда фундаментная плита рассматривается как жесткий и как гибкий штамп на упругом полупространстве) [10, 13, 42].

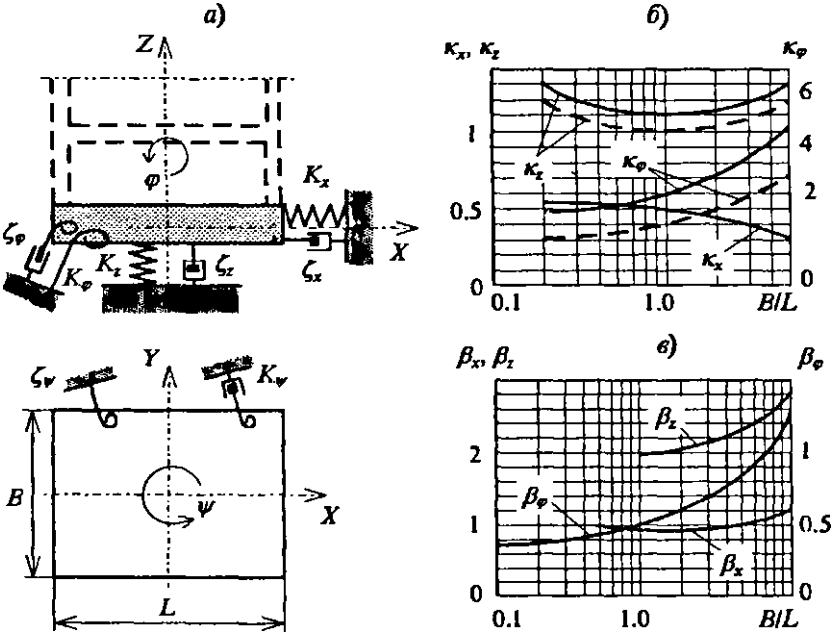


Рис. 6.4. К учету взаимодействия сооружения с основанием:

а) жесткости н демпферы, моделирующие влияние основания; б) коэффициенты для определения жесткости основания по формулам (6.5) (сплошная линия - жесткий штамп, пунктир - гибкий штамп); в) коэффициенты для определения жесткости основания по формулам табл. 6.2

Формулы из табл. 6.2-6.3 и (6.6)-(6.7) дают достаточно близкие значения жесткостей при поступательных перемещениях, но хуже

сходятся при угловых. Так, для прямоугольного фундамента жесткость при качании в вертикальной плоскости, вычисленная по формулам (6.6)-(6.7), примерно равна жесткости по табл. 6.3, умноженной на $_{тыл}$. Таким образом, при $BIL=\backslash$ они совпадают, но чем более уддиннен фундамент, тем разница между ними больше.

Имеются и другие выражения для определения коэффициентов жесткости основания, которые также получены из решения задачи о колебаниях штампа на упругом основании, но при несколько иных исходных допущениях [13, 14].

Из формул (6.7) следует, что определяемые по ним коэффициенты обратно пропорциональны квадратному корню из площади фундамента. Это хорошо подтверждается натурными данными для жестких (прежде всего скальных) грунтов. В то же время эксперименты показали, что для мягких грунтов убывание коэффициентов с ростом площади фундамента происходит не столь быстро, т.е. эти формулы занижают жесткость основания [42]. Поэтому для таких грунтов предложены полуэмпирические формулы, один из вариантов которых содержится в нормах [49]: жесткости основания находят по формулам (6.6), в которых коэффициенты равны

$$C_z = b_0 E_д \left(1+\sqrt{\frac{A_{10}}{A}}\right); \quad C_X=0.7C_Г; \quad C,=2.0C_Г; \quad C\backslash=C_Г, \qquad (6.8)$$

где Ъ$_0$ - коэффициент, м$^{-1}$ (для песчаных грунтов Ь$_о$=1.0; для супесей и суглинков Ь$_0$= 1.2; для глин и крупнообломочных грунтов fc$_0$=1.5); E_a - модуль деформации грунта под подошвой фундамента, Па; у4ю=10 м^2 - площадь эталонного штампа при испытаниях грунта; А - площадь подошвы фундамента, м^2, (если Л>200 м^2, то при вычислении C_z следует принимать >1=200 м^2).

Остановимся еще на одном моменте. Приведенные выше формулы дают значения *суммарных* жесткостей основания, и в динамической расчетной схеме здания полученные "пружины" присоединяются в одной точке - центре тяжести фундамента. Это оправдано при использовании стержневых схем (рис. 5.2, 5.3) или если пренебречь податливостью фундаментной плиты (рис. 5.5,6). Если же податливость учитывается, например, при конечно-элементной схематизации здания (рис. 5.6), то следует учесть и распределение жесткостей по подошве плиты. Для K_x и K_z это наиболее просто сделать, приняв для них равномерное распределение (это равносильно предположению, что плита - абсолютно жесткая и расположена на винклеровском основании). Тогда суммарная жесткость, например K_{Zl} раскладывается на сумму элементарных жесткостей пропорциональных площадям, отнесенным к точкам подошвы (узлам конечно-элементной сетки), в которых они присоединены.

Более точное допущение для K_z - считать, что распределение жесткостей пропорционально распределению напряжений в грунте

под штампом, имеющему, как известно, седловидный характер [11]- Например, в [121] для проверки прочности круглых фундаментных плит рекомендовано следующее приближенное распределение напряжений по радиусу г:

$$p(г) = \begin{cases} hjl\text{-}(r/R)^2 & при\ \ 0£r£0.9Л; \\ 0.87p & ЩИ\ \ 0.9R<r£R, \end{cases} \qquad (6.9, а)$$

где R - радиус плиты; р - давление (которое должно масштабироваться исходя из условий равенства суммарной реакции сумме вертикальных нагрузок). Если воспользоваться этим выражением, то для элементарных жесткостей получим

$$TCR^{l} = \begin{cases} 0.64\,K_{ш} & при \\ i\,H\,r\,f\,r\,f & \\ 1.47* & \\ \dfrac{}{nR^2} & при\ \ 0.9R<r£R. \end{cases} \qquad (6.9,6)$$

Линейные жесткости, распределенные по подошве фундамента, оказывают сопротивление также и повороту здания. Если, например, жесткость kgj присоединена на расстоянии $т_{\{}$ от оси поворота (качания), то она создает угловую жесткость k^r} . Если представить кп в форме, аналогичной (6.6), т.е. к^С&ь где а, - площадь, отнесенная к i-й точке подошвы фундамента, то сумма этих угловых жесткостей равна:

(6. 10)

Она меньше соответствующей суммарной жесткости К^ и поэтому к плите необходимо присоединить угловую жесткость $K_{9\,K}$, компенсирующую эту разность:

$$K^{\wedge} = K_9\text{-}K^{\wedge}=(C_v\text{-}C,)I_0. \qquad (6.11)$$

Если обозначить

$$Д_{„}=С_{Г}/С_{„,} \qquad (6.12)$$

то, как легко видеть, эта компенсирующая угловая жесткость

Ее распределение по плите можно принять равномерным[1].

[1] Данное соотношение выведено А.Ю. Роледером.

При использовании формул из табл. 6.2 значение А^=3/8, а формул (6.8) - $A_р$=0.5.

Аналогично можно получить выражение для компенсирующей угловой жесткости при повороте в горизонтальной плоскости:

$$К_{¥К} = А_{¥} К_{г}, \qquad (6.14)$$

где для формул из табл. 6.2 коэффициент Ауг=3(1—1^(7—81^, а для (6.8) - Др=1.

Кратко остановимся на вопросе о потерях энергии за счет распространения в основание отраженных волн. Методы учета этих потдэь были подробно рассмотрены в п. 5.4. Их величины, часто используемые в мировой проектной практике, приведены в табл. 6.2 и 6.3[1]. При использовании этих формул необходимо учитывать область их применимости и ограничения на даваемую ими величину затухания, обсуждавшиеся в п. 5.4.

6.4.4. Влияние заглубления сооружения в основание

Сооружения (например, здания АЭС) часто более или менее сильно заглублены в грунт. Влияние этого обстоятельства на их сейсмические колебания обусловлено различными факторами.

Прежде всего, как было отмечено в п. 6.4.2, заглубление отражается на сейсмическом воздействии, интенсивность которого с глубиной обычно уменьшается. Кроме того, при большом заглублении сейсмическое возмущение, приложенное в разных точках подземной части сооружения, будет отличаться как по частотному составу, так и по пиковым значениям. Во-вторых, изменяются параметры взаимодействия сооружения с основанием: из-за сопротивления боковой засыпки увеличивается эквивалентная жесткость основания и возрастает рассеяние энергии за счет излучения в него отраженных волн. В результате собственные частоты сооружения повышаются, а интенсивность его сейсмических колебаний, вообще говоря, уменьшается. Точно учесть влияние этих факторов можно методами, описанными в п. 6.5. При использовании же эквивалентных характеристик основания следует иметь в виду следующее.

Как было сказано в п. 6.4.2, изменение сейсмического воздействия с глубиной зависит от угла падения сейсмических волн. Но этот угол чаще всего не может бьгть определен сколько-нибудь достоверно, и поэтому обычно предполагают, что волны распространяются перпендикулярно дневной поверхности[2]. При этом сейсмическое воздействие на наземное сооружение оказывается тем же, что в контрольной точке на поверхности. Такое же воздействие

[1] Имеются другие, сходные выражения, полученные прн несколько иных допущениях (см., например, [14]).

[2] Возможную наклонность падения сейсмических волн иногда учитывают путем искусственного введения небольшой асимметрии в расчетную модель здани^ (см. конец п. 5.4.3).

часто принимают и для мелко заглубленных сооружений, так как для них изменение воздействия невелико.

Жесткость боковой засыпки добавляется к жесткости основания по подошве фундамента. Ее величину можно вычислить по методу конечных элементов или приближенно (например, воспользоваться формулой для K_{Z3} поскольку перемещения происходят по нормали к поверхности контакта со стеной).

Однако величину жесткости засыпки трудно задать точно из-за неопределенности поведения грунта у колеблющейся вертикальной стенки: при первых сейсмических движениях здания он может частично "обмяться", и неясно, какая его часть будет в итоге оказывать упругое сопротивление. Поэтому, например, при проектировании АЭС в США из рассмотрения исключают верхние 6 м засыпки. Правда, если рядом с рассматриваемым зданием на поверхности основания располагается другое массивное сооружение, пригрузка от которого эквивалентна давлению 6-метрового слоя грунта, то засыпка учитывается на всю глубину.

Согласно той же американской практике, *если отношение заглубления к эквивалентному радиусу фундаментной плиты не превосходит 0.3, то заглубление вообще не принимается во внимание.* При этом в качестве расчетных должны приниматься характеристики грунта под подошвой фундаментной плиты [115].

6.5. Прямой метод расчета взаимодействия сооружении с основанием

Согласно данному методу, колебания сооружения и основания рассматриваются вместе, в один шаг, для чего составляется расчетная модель, куда входит само сооружение и некоторая область основания, которые обычно схематизируют по методу конечных элементов (реже конечных разностей). При этом необходимо учитывать принципиальное различие в требованиях к модели основания при статических и сейсмических расчетах.

В первом случае достаточно выбрать такой размер грунтовой области, чтобы краевые эффекты на ее внешних границах не сказывались на напряжениях под сооружением. Обычно для этого удаляют границы на 3-4 максимальных размера фундамента.

Если же задать такую ограниченную область основания при сейсмических расчетах, то волны, отраженные от фундамента, которые при реальном землетрясении беспрепятственно уходят в полубесконечное основание, будут отражаться от границ области и, возвращаясь к сооружению, искажать его колебания ("эффект коробки"). Чтобы этого не происходило, следовало бы удалить границы грунтовой области настолько, чтобы эти волны за время землетрясения не успели дойти обратно. Но на деле это нереально, так как модель такого размера практически не поддавалась бы расчету. Поэтому в действительности поступают иначе: на краях грунтовой области вводят специальные граничные условия, имитиру-

ющие беспрепятственное прохождение сейсмических волн. Способы их задания рассмотрены ниже.

Для сооружения может быть принята расчетная схема одного из видов, описанных в п. 5,4. Но поскольку для модели основания требуются большие ресурсы ЭВМ, на практике применить сколько-нибудь сложную расчетную схему дня здания обычно не удается. Поэтому расчеты приходится выполнять в два этапа: сначала при упрощенной схематизации здания находят его общий отклик с учетом ВСО; затем, используя результаты первого этапа, по более детальной модели уточняют параметры сейсмического отклика. Упрощенная расчетная схема здания должна, тем не менее, правильно отражать его динамические характеристики во всем необходимом диапазоне частот. Для простых по форме конструкций (например, защитной оболочки АЭС) выбор такой схемы не представляет большого труда. Но для зданий сложной конфигурации, особенно несимметричных, непосредственное получение такой упрощенной модели может оказаться достаточно сложным. Здесь часто используется схематизация в виде эквивалентных модальных осцилляторов.

Прежде чем рассчитывать совместные колебания сооружения с основанием, необходимо выполнить расчет колебаний "свободного поля" и определить параметры сейсмического воздействия на границах грунтовой области, совместимые с заданным сейсмическим движением в контрольной точке. Исходные предпосылки и методы такого расчета (в частности учет нелинейности грунта) аналогичны описанным в п. 6.4.2 (I этап). Для нижней границы всегда рассчитывается закон колебаний, а данные, определяемые для боковых границ, зависят от их типа.

Остановимся несколько подробнее на вопросах, связанных с заданием границ грунтовой области. Нижняя граница может быть принята по поверхности подстилающей скалы (грунт со скоростью распространения продольных волн 100 м/с) или слоя грунта, модуль упругости которого не менее чем в 10 раз превышает модуль грунта непосредственно под фундаментом. Если таких слоев на достаточно малой глубине нет, то глубина этой границы равна примерно утроенному максимальному размеру фундаментной плиты. Данная граница может считаться абсолютно жесткой.

Боковые границы грунтовой области должны располагаться так далеко, чтобы их влияние на колебания сооружения было несущественным. В зависимости от вида граничных условий различают простые, поглощающие и пропускающие границы.

Простые границы могут быть закрепленными, свободными или их комбинацией. Если используется *закрепленная граница*, то вид закрепления устанавливается в зависимости от типа рассматриваемых волн: при вертикальном распространении сдвиговой волны - шарнирное закрепление, ограничивающее перемещения по вертикали; для продольной волны - такое же закрепление от перемещений по горизонтали. На такой границе рассчитывают кинематиче-

ские параметры (перемещения или ускорения), которые имели бы место в соответствующих точках свободного поля, и задают их на границе. К *свободной границе* прикладывают силы, вызывающие напряжения, соответствующие напряжениям в свободном поле. Удаленность простых границ зависит от внутреннего трения в грунте и диапазона интересующих частот. Она устанавливается на основе предварительноых пробных расчетов, причем в качестве начального используют удаление от края фундамента, равное 4-5 его эквивалентным радиусам (см. п. 6.4.3).

Поглощающие границы гасят падающие на них сейсмические волны [97]. Они представляют собой вязкие "демпферы", установленные по нормали и по касательной к границе и реагирующие на возмущение, вызванное наличием сооружения, или на движение системы "сооружение-основание" по отношению к свободному полю. Удаление таких границ от края фундамента - не менее 4-5 эквивалентных радиусов.

Пропускающие границы [98] реагируют, подобно поглощающим, на возмущение, вызванное сооружением. Имеются вычислительные программы для двумерного и осесимметричного анализа ВСО, в которых такие границы реализованы. Если свойства грунта незначительно изменяются по горизонтали, то эти границы могут устанавливаться прямо у края фундамента.

Точность получаемых решений зависит также от правильности выбора конечно-элементной сетки, описывающей основание. Чтобы достаточно точно найти распределение статических напряжений под фундаментной плитой, надо иметь по ее ширине 8-10 элементов, которые желательно измельчать от центра к краям плиты. При рассмотрении распространения сейсмических волн вертикальные размеры элементов должны приниматься не более 1/5 длины наиболее короткой из интересующих волн (т.е. соответствующих наивысшей частоте); при горизонтальном возмущении размер определяется по сдвиговым волнам, а при вертикальном - по продольным. Обычно наивысшая частота принимается равной 25 Гц, однако для очень мягких грунтов она может быть ограничена 12-16 Гц. Если используются простые или поглощающие границы, горизонтальные размеры элементов возле фундамента должны быть достаточно малыми, но по мере приближения к границам могут постепенно увеличиваться. Вертикальные размеры всех элементов могут приниматься примерно одинаковыми.

6.6. Взаимодействие сооружений через грунт

Имеется еще один эффект ВСО, заключающийся в том, что при сейсмических колебаниях сооружения отраженные от него волны, распространяясь через грунт, влияют на колебания соседних сооружений, и наоборот. Это явление существенно только при достаточно близком расположении сооружений: например, для двух одинаковых круглых фундаментов его можно не учитывать, если рассго-

яние между ними в свету превышает три диаметра. Разработаны методы анализа таких, взаимных влияний [14].

При таких расчетах необходимо, во-первых, принимать во внимание, что передача колебаний через грунт имеет существенно пространственный характер, и сведение задачи к плоской вносит в результаты некоторые неопределенности. Во-вторых, это взаимодействие существенно снижается вследствие нелинейности поведения грунта, особенно в непосредственной близости от сооружений. Поэтому использование для грунтов линейной модели может приводить к завышению интенсивности колебаний.

На практике даже при близком расположении сооружений данный эффект часто не учитывают, так как даваемые им поправки перекрываются разбросом результатов за счет неопределенности исходных данных о сейсмическом возмущении и характеристиках сооружения и основания.

6.7. О практическом применении различных методов учета взаимодействия сооружения с основанием

Динамическое взаимодействие с основанием оказывает большое влияние на сейсмические колебания сооружений. Строгое решение данной проблемы сопряжено со значительными математическими и вычислительными трудностями. Но и результаты, полученные даже такими сложными методами, можно рассматривать лишь как некоторую более или менее близкую к реальности оценку, так как все расмотренные методы вынужденно используют важные упрощающие допущения. Кроме того, имеется значительный разброс и неопределенность исходных данных. Назовем их источники.

Во-первых, как было сказано в гл. 2, само исходное сейсмическое возмущение может быгь задано лишь очень приближенно.

Вторым источником погрешностей является то, что реальное основание может отличаться от горизонтально-слоистого; трудно точно определить положение и толщину слоев, которые к тому же могут меняться в пределах площадки и т.д.

К большим погрешностям приводит приближенность используемой квазилинейной модели грунта и неопределенность его характеристик, которые и не могут быть достаточно точно определены, и меняются в пределах одного слоя.

Неточность может вноситься и отличием фактических очертаний фундамента от простейших форм (круга и прямоугольника), для которых разработаны приведенные выше формулы. Дополнительным источником погрешностей является обычно не принимаемая во внимание податливость фундаментной плиты и подземных стен (впрочем, для очень жестких сооружений, например зданий АЭС, данный фактор обычно оказывается второстепенным).

Ускорения фундамента зависят от направления падения сейсмических волн, которое точно неизвестно и потому принимается по нормали к слоям основания.

Можно указать и еще целый рад приближений и неопределенностей, приводящих к разбросу результатов расчета ВСО. Наиболее достоверно границы этого разброса можно определить путем выполнения непосредственного вероятностного анализа с учетом вариации всех случайных параметров. Однако на практике часто поступают иначе: искусственно вводят вариацию только одного параметра - модуля сдвига грунта **G,** полагая, что он может изменяться в пределах от значения $G^*(1+C_v)$ до $G7(1+C_v)$, где G^* - его наиболее вероятная оценка, а C_v - коэффициент вариации, принимаемый не менее 0.5. Считается, что получаемый за счет этого диапазон изменения решения покрывает все прочие неопределенности [115]. Некоторые другие приемы учета этих неопределенностей, используемые при вычислении поэтажных акселерограмм и спектров отклика, будут описаны в Гл. 7.

Все изложенное говорит за то, чтобы при реальном учете ВСО использовать более простые методы расчета, но при этом внимательно анализировать влияние неопределенности исходных параметров, обеспечвая достаточный консерватизм результатов.

6.8. Особенности расчета несущей способности оснований при сейсмическом воздействии

Обеспечение несущей способности оснований представляет собой сложную проблему, изучаемую в специальных курсах оснований и фундаментов. Ее полное изложение выходит за пределы проблематики данной книги, поэтому ниже будут рассмотрены только общие принципы и особенности расчета оснований с учетом сейсмического воздействия.

Сначала рассмотрим основания *обычных (неядерных) сооружений*. При интенсивности землетрясения ниже 7 баллов их, как и сами эти сооружения, проектируют без учета сейсмического воздействия. При интенсивности 7 и более баллов прикладывают сейсмические инерционные нагрузки, которые включают в особое сочетание нагрузок [40, 47, 50]. Предварительные размеры фундамента определяют без сейсмики.

Для скальных оснований выполняется проверка прочности, а для нескальных - устойчивости. Кроме того, проверяется отсутствие сдвига здания по подошве и его опрокидывания. Необратимые деформации основания (абсолютные и неравномерные осадки, крены и т.д.) при статических нагрузках не должны превышать предельных значений, приведенных в нормах [47], но величины таких деформаций при землетрясениях нормами не ограничивается.

Расчет основания по несущей способности выполняется на действие вертикальной составляющей внецентренной нагрузки, создаваемой фундаментом. Горизонтальная составляющая нагрузки рассматривается при расчете сдвига фундамента по подошве.

В случае скального грунта критерием прочности основания является непревышение вертикальной компонентой нагрузки величи-

ны предельной прочности основания, которая равна произведению расчетного значения предела прочности грунта при одноосном сжатии на приведенную площадь основания. Последнюю находят как произведение приведенных длины и ширины фундамента, равных его действительным размерам, из которых вычтен удвоенный эксцентриситет нагрузки в данном направлении [см. (6.16)].

Для оснований зданий и сооружений этот критерий прочности имеет вид [40, 47]

$$m_c O\text{-}N_a > Q, \qquad (6.15)$$

где Ф - несущая способность основания; $т_с$ - сейсмический коэффициент условий работы, зависящий от типа грунта основания; N_a - вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки, вычисленная с учетом сейсмического воздействия.

Несущая способность скального основания

$$Ф = Д_с 0\text{-}2e^*)(/\text{-}2e,), \qquad (6Л6)$$

где R_c - значение предела прочности грунта при одноосном сжатии; Ь, / - размеры прямоугольного фундамента в плане; $e_{Ьл}$ е, - эксцентриситеты приложения нагрузок в соответствующих направлениях:

$$Л/, \quad N. \qquad (6.17)$$

где Mt, М, - изгибающий момент вдоль данной стороны.

При оценке несущей способности нескальных оснований с учетом сейсмического фактора эпюра давления на грунт считается трапецевидной (рис. 6.5). Значения ее краевых ординат $роир_ь$ зависят от углов внутреннего трения и плотности грунтов основания, взвешивающего влияния грунтовых вод, глубины заложения фундамента, расчетного сейсмического ускорения. Соответствующие формулы можно найти в [40, 47], и для краткости они здесь не приводятся. Эксцентриситеты расчетной нагрузки e_a и эпюры предельного давления $e_и$ выражаются следующим образом:

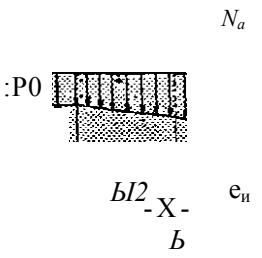


Рис.6.5.Эпюра предельного давления под подошвой фундамента при сейсмическом воздействии

$$M^* \qquad \underline{Ь(Рь\text{-}Ро)} \qquad \textbf{(6.18)}$$
/

где M_a - момент с учетом сейсмического воздействия, приведенный к подошве фундамента (оба эксцентриситета принимаются с одним знаком, т.е. их считают направленными в одиу сторону от вертикальной оси). В зависимости от соотношения между e_u и e_a вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания $N_{u\,eq}$ принимается

приеме, $N \wedge \frac{\text{ЬЦ(Ро+Рь)}}{2}$; (6.19)

при $e \wedge e_v$ $N_{u\,q} = \frac{\wedge \; u \; \text{ЬЦрь}}{(1+6ejb)}$ (6.20)

Если моментные нагрузки действуют в двух направлениях, то расчет основания по несущей способности выполняется на действие сил и моментов в каждом направлении независимо друг от друга.

При расчете оснований и фундаментов с учетом сейсмического воздействия допускается частичный отрыв подошвы фундамента, при котором эпюра давления под ним не трапецеидальная, а треугольная, т.е. давление действует не по всей ширине фундамента (рис. 4.6,г). Отрыв допустим при выполнении следующих условий:

-эксцентриситет e_a расчетной нагрузки не превышает одной трети ширины фундамента в плоскости момента;

-сила предельного сопротивления основания определяется для условного фундамента, размер подошвы которого в направлении действия момента равен размеру сжатой зоны $b_c = \backslash .5(b-2e_a)\backslash$

- максимальное краевое давление под подошвой фундамента с учетом его неполного опирания на грунт не превышает краевой ординаты эпюры предельного сопротивления основания.

Максимальное расчетное давление по подошве фундамента

$$\text{ftnax} = \frac{2N}{3/(6/2 - O} \; \text{*РЪ>} \qquad (6.21)$$

где b - ширина фундамента; N_a и e_a - те же, что в (6.18), причем $e_a > \text{ЬІв}\backslash p_ь$ - значение краевой ординаты эпюры давления, вычисленное при условной ширине фундамента $Ь_с$ (см. выше).

При $e_a > \text{ЬІ}6$ предельное сопротивление основания

(6-22)

Проблема обеспечения несущей способности оснований *реакторных отделений атомных станций* с учетом землетрясений решается в целом так же, как для неядерных объектов, за исключением некоторых отличий [29, 34].

Прежде всего, более высоки требования к качеству грунтов основания: важные для безопасности сооружения АЭС запрещается размещать на грунтах с несущей способностью менее 0.2 МПа.

Для сохранения работоспособности оборудования АЭС накладываются более жесткие, чем для обычных объектов, ограничения на величины необратимых деформаций основания. Так, допускаемая осадка реакторного отделения 5^30 см, предельный крен при обычных нагрузках i_M£0.001, а при особых воздействиях, в том числе землетрясениях, /„^О.ООЗ (эти значения могут быть увеличены по согласованию с разработчиками оборудования).

Наконец, сейсмические расчеты основании сооружении I категории сейсмостойкости, как и самих этих сооружения, должны выполняться при одновременном учете трех компонент колебаний основания (см. § 8.3.1).

ГЛАВА 7

РАСЧЕТ ПОЭТАЖНЫХ АКСЕЛЕРОГРАММ И СПЕКТРОВ ОТКЛИКА

7.1. Поэтажные акселерограммы и спектры отклика

Если требуется выполнить сейсмический расчет конструкций промышленного здания и установленного в нем оборудования, то на первый взгляд представляется, что это можно сделать одновременно, включив их в единую расчетную схему и задав в качестве возмущения исходное сейсмическое воздействие на грунте. Но в действительности конструкции зданий могут быть очень сложными (например, здания АЭС), а количество устанавливаемого в них оборудования исчисляется сотнями единиц, и такая единая схема имела бы чрезмерно большое число степеней свободы и практически не поддавалась бы расчету. Поэтому чаще применяется иной способ, позволяющий независимо рассчитывать колебания основной системы и закрепленных на ней подсистем[1]. Он заключается в использовании так называемых поэтажных акселерограмм и поэтажных спектров отклика. Первоначально их применяли при расчете оборудования атомных электростанций, но в настоящее время этот подход стали использовать и для других ответственных промышленных объектов. Он же лежит в основе многошагового расчета строительных конструкций[2].

Поэтажные акселерограммы и поэтажные спектры отклика вычисляют в следующем порядке. Сначала рассчитывают вынужденные колебания здания при заданном для данной площадки строительства сейсмическом возмущении, которое в дальнейшем будем называть исходным сейсмическим движением основания - ИСД (рис. 7.1, этап I). Чаще всего в качестве ИСД задается закон изменения ускорений - исходная акселерограмма (ИА). В результате I этапа находят законы колебаний (обычно - также

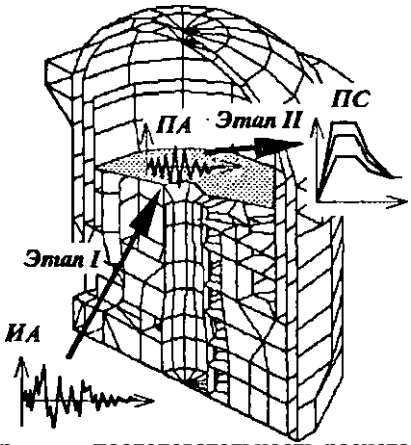


Рис 1Л последовательность расчета поэтажных акселерограмм н спектров отклика

[1] Понятия основной системы и подсистем были рассмотрены в п. 5.2.

[2] Многошаговый расчет строительных конструкций рассмотрен в гл. 8.

акселерограммы) всех интересующих точек здания. Поскольку на разных отметках они различны, их называют *поэтажными законами сейсмических движений*, в частности - *поэтажными акселерограммами* (ПА). Их можно непосредственно использовать для расчета подсистем методом динамического анализа (см. п. 4.3). Кроме того, они необходимы для анализа существенно нелинейных систем, разработки режимов испытаний оборудования и т.п.

Однако динамический анализ обычно используются для проверки только наиболее ответственных единиц оборудования, основная же часть последнего рассчитывается по линейно-спектральной теории сейсмостойкости (п. 4.5). Для этой цели вычисляют *поэтажные спектры отклика* (ПС) (рис. 7.1, этап II). Их смысл и методика построения в целом те же, что описаны в гл. 3, т.е. они представляют собой максимальные по модулю отклики линейных неконсервативных осцилляторов на сейсмическое возмущение, которое, в отличие от спектров на грунте, задано не исходной акселерограммой, а ПА.

Отметим, что изложенная процедура вычисления ПС приводит к фильтрации и "двухкаскадному усилению[11] ИСД: сначала, на I этапе, из него выделяются и усиливаются гармоники, соответствующие собственным частотам здания, а на II этапе они дополнительно усиливаются линейными осцилляторами. Остальные гармоники при этом подавляются, т.е. спектральный состав ПА обеднен по сравнению с ИСД. Из-за усиления данная процедура чувствительна к заданию исходных данных и точности математической модели (расчетной схемы) системы "сооружение-основание", т.е даже относительно небольшие их изменения в могут привести к существенному изменению значений ПС.

Проблемы схематизации зданий для вычисления ПА и ПС были изложены в гл. 5. Ниже будут рассмотрены некоторые другие вопросы, связанные с этими расчетами.

7.2. Расчет поэтажных спектров отклика

В каждой точке присоединения подсистемы к основной системе необходимо определить по три компоненты ПС, соответствующие поступательным движениям в трех ортогональных направлениях. Если угловые колебания подсистемы также вносят существенный вклад, то рассчитывают спектры и для этих движений (впрочем, на практике такие случаи встречаются достаточно редко). Наиболее часто вычисляют спектры ускорений.

Общий характер ПС тот же, что и у спектров ИСД (см. п. 3.2.3), но из-за описанной выше фильтрации исходного воздействия густота пиков у ПС меньше, и их положение может измениться по сравнению со спектром ИСД. Кроме того, у ПС значение /унп часто меньше, чем у спектров ИСД (это особенно характерно для низкочастотных систем, например гибких каркасных зданий).

Частоты осцилляторов, на которых вычисляются значения ПС, должны выбираться так, чтобы не пропустить максимумы пиков.

Последние обычно находятся на собственных частотах системы "сооружение-основание" и на преобладающих частотах ИА, которые и следует включать в число частот осцилляторов. Но можно, не анализируя частотный состав системы и возмущения, просто задать достаточно малые приращения по частоте осциллятора A/*. Как было сказано в гл. 3, такой подход применяется при вычислении спектров на грунте (см. табл. 3.3), но для ПС приращения bf могут быть приняты больше. В качестве примера в табл7.1 даны приращения A/j используемые в США [115, 121]. Другой приемлемый способ задания А/был указан при обсуждении табл. 3.3.

ПС вычисляют для нескольких величин относительных затуханий осциллятора £ (чаще всего минимальное затухание принимают равным 0.005, а максимальное - от 0.10 до 0.30). Значения спектра для промежуточных величин £ можно находить путем линейной интерполяции по двум соседним затуханиям, при условии, что Q<> и 2Q<> Ct+i. В противном случае необходимо выполнить интерполяцию по большему числу значений затухания [116].

Таблица 7.1. Приращения частот осциллятора при расчете поэтажных спектров отклика [115, 121]

Диапазон частот /, Гц	Приращение частоты Af_t Гц
0.5-5-1.6	0.10
1.6-5-2.8	0.20
2.8+4.0	0.30
4.0+9.0	0.50
9.0+16.0	1.00
16.0+22.0	2.00
22.0+34.0	3.00

Обычно разброс исходных данных для вычисления ПС бывает достаточно велик. Погрешности, связанные с учетом взаимодействия сооружения с основанием, были рассмотрены в п. 6.6. Другой источник погрешностей - вариация динамических параметров здания (собственных частот и форм) из-за разброса механических характеристик материалов строительных конструкций, неопределенности распределения масс в процессе работы АЭС (например, положения мостовых кранов; наличия или отсутствия грузов на их крюках; количества воды в резервуарах и т.п.). Наконец, некоторые погрешности могут создаваться используемыми вычислительными методами. Для учета влияния всех этих неопределенностей итоговые ПС *сглаживают* и *расширяют их пики* (рис. 7.2). При этом расширенный пик ограничивается с боков не вертикальной, а параллельной исходному спектру линией. Величина расширения принимается на основе анализа вариации собственных частот системы из-за разброса исходных параметров.

Например, в США для определения этой величины используется следующий подход [115, 119]. Пусть п - общее количество параметров, разброс которых принимается во внимание. Вычисляют средние значения всех собственных частот fj и их вариации Д£$_{л}$, соответствующие независимому изменению каждого из параметров. Общая вариация_/-й частоты принимается равной

$$Ч \;\hat{}\; ЫГ + X \;\hat{}\; . \qquad (v.i)$$

При этом расширение пиков Afi должно составлять не меньше ±0.1/J-. Поскольку наибольшие изменения результатов обычно вызываются разбросом механических свойств грунта, допускается не вычислять все вариации Afa, а рассчитать спектры отклика при медианных значениях свойств грунта и принять расширение пиков ±0.15/;, В тех случаях, когда вариация собственных частот за счет разброса характеристик грунта оказывается больше, чем ±0.1 расширение пиков должно равняться их реальной вариации. Влияние остальных параметров в этом случае не принимают во внимание как сравнительно малое. Альтернативный метод расширения пиков предложен в [89].

Возможная вариация частот сооружения приводит не только к сдвигу пиков ПА, учитываемому их расширением, но и к понижению их максимумов. Это ясно из следующих соображений. Максимальный отклик системы достигается в том случае, если ее собственная частота f‰ точно совпадает с частотой возмущения /в. Но поскольку fi является случайной величиной, то всегда имеется вероятность несовпадения этих частот, т.е. того, что отклик будет меньше максимального. Строго говоря, расчетный ПС и следовало бы строить путем вероятностной обработки спектров, соответствующих различным реализациям собственных частот. В работе [121] выполнено сравнение такого спектра, построенного исходя из условия одинаковой вероятности непревышения всех его значений, с построенным "по максимуму" детерминистическим спектром. Оказалось, что пики вероятностного спектра до двух раз ниже. По этой причине при проектировании АЭС в США допускается одновременно с расширением пиков снижать их максимумы на 15%. Снижение можно принять еще большим, если вероятность непревышения значений результирующего ПС будет не меньше 0.9 [115].

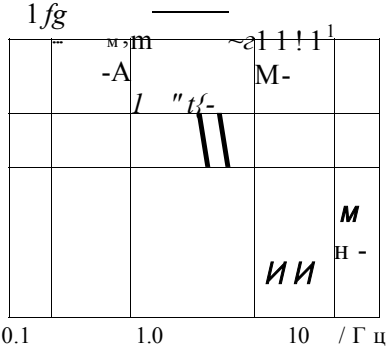


Рис. 7.2. Сглаживание и расширение пиков вычисленных поэтажных спектров отклика:
- вычисленный спектр;
- расчетный спектр

На практике бывает, что в зоне расширенного пика ПС оказываются сразу несколько собственных частот подсистемы. Очевидно, что реальная собственная частота основной системы может совпасть только с одной из них, и поэтому можно использовать более реалистичный способ учета этого совпадения [121]. Проиллюструем это примером на рис. 7.3. Пусть в районе пика оказались три час-

тоты подсистемы, а именно f u f i n /з. Консервативный подход - непосредственно использовать в расчете соответствующие значения ПС, т.е. *А и Аг* и *Аз.* Более реалистический подход - принять значения в соответствии с одним из вариантов, изображенных на рис. 7.3,6, *виг* (приводящим к наибольшему отклику подсистемы). Если частота подсистемы далека от пика ПС (например, /*А* на рис. 7.3), то способ расширения пиков для нее безразличен.

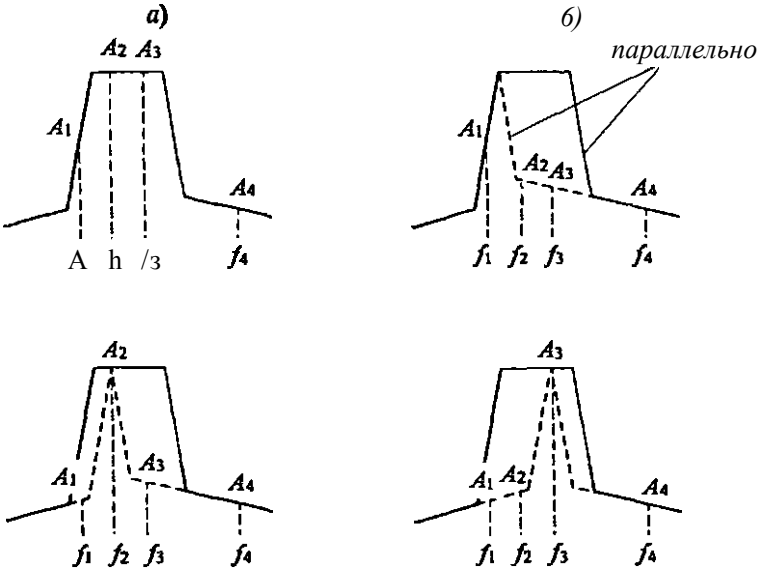


Рис. 7.3. Использование поэтажного спектра отклика при попадании нескольких собственных частот системы в область расширения пнка

При расчетах очень больших и массивных подсистем (например, оборудования петли первого контура АЭС), оказывающих существенное обратное влияние на колебания первичной системы, расширение спектров можно не производить, поскольку это приводит к слишком консервативным результатам [115].

Приведенные выше соображения относятся к случаю, когда для расчета ПС использована только одна ИА. На самом деле часто задается целый ансамбль ИА, каждая из которых дает свой ("частный") ПС. Тогда итоговый спектр получается путем наложения и соответствующей обработки этих ПС.

Наиболее осторожный подход - принять в качестве итогового спектра их огибающую. Если известны вероятности реализации всех ИА, можно выполнить соответствующую вероятностную обработку частных ПС и построить итоговый спектр с требуемой вероятностью непревышения его значений.

Как было сказано в начале настоящего параграфа, в каждой интересующей точке необходимо вычислить по три компоненты

ПС. В том случае, если при вычислении ПА, по которым определяются эти ПС, расчет вынужденных колебаний здания выполнялся при одновременном приложении трех статистически независимых компонент ИА (см. п. 3.4.3), то каждая из компонент ПС может быть непосредственно вычислена по полученной в интересующей точке компоненте ПА. Но иногда здание рассчитывают на каждую из компонент ИА независимо, и тогда для каждой из них получаются по три компоненты ПА (назовем их "подкомпонентами" - всего их девять). Если компоненты ИА статистически независимы, то можно сначала, алгебраически сложив три подкомпоненты для данного направления, вычислить соответствующую компоненту ПА, а затем по ней найти ПС. Если же условие статистической независимости не солюдается, то такая процедура приведет к завышению значений ПС, и в этом случае иногда отдельно вычисляют ПС по каждой из подкомпонент, а затем находят итоговый спектр для данного направления по правилу ККСК (см. п. 4.S.4).

Место закрепления подсистемы может не совпадать с точкой, где вычислены ПС. Если она закреплена к достаточно жесткой промежуточной конструкции, соединяющей две такие точки, то ПС для места закрепления можно вычислить посредством линейной интерполяции. Если же жесткость этой конструкции недостаточна, т.е. ее относительными колебаниями пренебрегать нельзя, то она сама должна рассматриваться как подсистема (см. конец п. 5.4.3). Альтернативный подход - включить эту конструкцию в общую расчетную схему и вычислить ПС прямо в требуемой точке.

Процедура вычисления ПА и ПС является весьма трудоемкой, и было предложено несколько приближенных методов непосредственного определения ПС по спектру отклика ИСД [66, 105, 111, 112, 113, 118]. Все они основаны на тех или иных упрощающих предположениях относительно характера ИСД и нередко дают чрезмерно консервативные результаты.

7J. Расчет поэтажных акселерограмм

Поэтажные законы сейсмических движений естественным путем получают в результате расчета вынужденных колебаний здания (основной системы). Чаще всего интерес представляют законы изменения ускорений (ПА), но бывают необходимы также и законы перемещений[1]. Ниже речь будет идти прежде всего о требованиях к ПА, как наиболее часто употребляемых.

Прежде всего должен быгть правильно задан шаг дискретизации *At.* Требования к нему аналогичны изложенным в п. 2.4.5; во всех случаях для ПА приемлем шаг ДГ=0.01 с. Принимая во внимание

[1] Законы перемещений нужны, например, для проверки прочности жесткого оборудования, закрепленного на нескольких отметках гибкого здания, так как в этом случае существенный вклад во внутренние усилия дают взаимные перемещения опор оборудования.

отмеченное в п. 7.1 обеднение спектра частот, этот шаг нередко может быть увеличен. Следует, однако, помнить, что при выполнении динамического анализа с применением ПА шаг интегрирования зависит также и от наивысшей интересующей частоты рассчитываемой конструкции (см. п. 4.3).

Требуемая точность вычисления поэтажных сейсмических движений зависит от цели расчета подсистем, в которых они применяются. Так, если нужно найти внутренние усилия в жестком многоопорном оборудовании, то с большой точностью должны быть определены перемещения опор. Точность же ПА, используемых для расчета ПС, может бьгть значительно ниже. Считается, что во всех случаях законы перемещений достаточно вычислять с точностью до 0.00025 см, а ПА - до 0.00 lg [115].

Как и при расчетах ПС, необходимо учитывать влияние на ПА неопределенности исходных данных. Простейший способ - вычислить ПА, варьируя поочередно каждый из неопределенных параметров. Недостаток этого способа в том, что в итоге будет получен слишком большой набор записей. Другой способ - непосредственно учесть разброс собственных частот fj основной системы.

Диапазоны их вариаций AjJ- можно вычислить по формуле (7.1); если они определялись при медианных значениях характеристик грунта, то вариации должны составлять не менее ±15%. Учет данного фактора осуществляется путем увеличения или уменьшения шага дискретизации ПА (т.е. ее растягивания или сжатия по оси абсцисс). Величина изменения шага определяется в зависимости от соотношения сосбственных частот подсистемы и основной системы. Так, если одна из частот подсистемы f_n принадлежит диапазону fj±Afj, то шаг дискретизации следует умножить на коэффициент [l-(/"n-j5)/j^]. Другой способ - выполнить расчет подсистемы на одну и ту же ПА с тремя значениями шага: A*t* и (l±A/i//i)Af, где *f*\ - основная частота системы. Для определения положения частот можно использовать спектр отклика, построенный без расширения пиков [115, 121, 123].

Если в качестве исходной сейсмической информации для проектирования АЭС задана не одна ИА, а их ансамбль, то на каждой из отметок здания также получается соотвествующий ему ансамбль ПА. Если же при расчете последних еще дополнительно варьируются исходные данные, то совокупность записей, используемых для анализа подсистем, может оказаться чрезмерно большой. Чтобы избежать этого, иногда поступают так же, как при задании ИА (см. п. 3.3.1): сначала в нужных точках вычисляют ПС, а затем по ним генерируют одну или несколько совместимых с ними ПА. Если при построении ПС были учтены неопределенности исходных данных (т.е. их пики расширены), то влияние этого фактора на ПА принимать во внимание уже не надо.

7.4. Заключение

Описанные выше методы вычисления ПА и ПС позволяют, с одной стороны, получить достаточно осторожные значения сейсмических нагрузок на строительные конструкции и расположенное внутри зданий оборудования, а с другой - исключить при этом излишние запасы.

Отметим, что применение этих методов требует знания реального диапазона разброса исходных данных для расчета. Такая ситуация имеет место при "апостериорном" анализе сейсмостойкости уже существующих АЭС (выполняемом, например, если уже после окончания строительства повышена расчетная сейсмичность площадки). В этом случае сейсмо-геологические условия площадки, как правило, детально изучены, и можно обоснованно задать вариации свойств основания. В то же время, поскольку оборудование и строительные конструкции станции уже смонтированы, произвести, в случае необходимости, их усиление без остановки АЭС сложно. Поэтому желательно минимизировать эту работу, для чего уровень сейсмических нагрузок следует определить реалистично, без излишних запасов. Здесь уместно применение описанных методов учета вероятности совпадения собственных частот основной системы и подсистемы, вероятностей реализации ИА и т.п.

Иные условия - при проектировании новой АЭС, особенно если это типовой проект, который затем должен привязываться к самым различным площадкам. Здесь сейсмо-геологические условия возможных площадок заранее неизвестны иди могут меняться в широких пределах. С другой строны, оборудование обычно заказывается специально для данного проекта, и не составляет труда заранее предусмотреть его необходимое усиление. В то же время на первое место выходит требование максимальной унификации оборудования для всех предполагаемых АЭС, и его обычно изготовливают исходя из наихудших условий. Получаемое при этом некоторое повышение его стоимости обычно намного меньше стоимости переналадки производства применительно к условиям каждой конкретной площадки строительства.

По этим причинам при проектировании новой АЭС часто рассчитывают варианты ПС для всех возможных грунтовых условий (от мягких грунтов до скалы) и всех возможных ИА, а затем окончательный ПС задают как огибающую этих вариантов. Такой спектр используется при заказе унифицированного оборудования и определении основных размеров строительных конструкций. В процессе привязки проекта к конкретной площадке ее специфические условия могут быть учтены для строительных конструкций путем уточнения процентов армирования, нагрузок на закладные детали и т.п.

ГЛАВА 8

ОБЕСПЕЧЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

8.1. Одношаговый и многошаговый сейсмический расчет

Прочность строительных конструкций здания с учетом ВСО в принципе можно было бы рассчитать непосредственно, в один шаг, задав в качестве возмущения исходное сейсмическое воздействие на грунте. Для этого само здание и его основание следовало бы схематизировать по методу конечных элементов и выполнить расчет их совместных колебаний, как описано в гл. 6. Однако практически такой расчет осуществим лишь для самых простых конструкций.

Действительно, пусть необходимо определить внутренние усилия, скажем, в прямоугольном участке перекрытия здания АЭС. Для того чтобы достаточно достоверно построить эпюру усилий, необходимо иметь по 8-10 точек (конечных элементов) в каждом из ортогональных направлений, т.е. всего порядка 64-100 элементов только на одно перекрытие. Очевидно, что, учитывая очень большую конструктивную сложность здании АЭС, общая расчетная схема для всего здания будет иметь весьма высокий порядок, т.е. такой расчет можно выполнить только с применением чрезвычайно мощной ЭВМ.

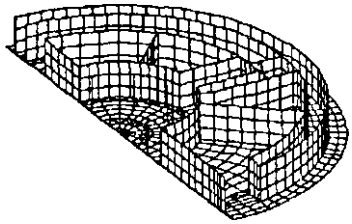


Рис. 8.К Конечно-элементная расчетная схема фрагмента строительных конструкций реакторного отделения АЭС (фундаментная плнта н примыкающие к ней стены)

С точки зрения проектировщика одношаговый расчет, помимо сложности, неудобен еще следующим. В процессе проектирования зданий размеры строительных конструкций, расчетные нагрузки и т.п. могут несколько меняться, и даже если эти изменения локальны и не влияют на сейсмический отклик здания в целом, при одношаговом подходе для их учета все равно пришлось бы пересчитать заново все здание.

По этим соображениям сейсмостойкость строительных конструкций в большинтве случаев проверяют в несколько шагов. Сначала по упрощенной ("грубой") расчетной схеме, типа рассмотренных в гл. 5, и с учетом ВСО рассчитывают вынужденные колебания здания и находят ПА и ПС. Затем, используя их в качестве сейсмического возмущения, выполняют расчеты подсистем, в том числе фрагментов строительных конструкций (стен, колонн, участков перекрытий и т.п.). Пример такого фрагмента (фундаментная плита

реакторного отделения АЭС и примыкающие к ней стены) показан на рис. 8.1. Получаемые при таком расчете инерционные сейсмические нагрузки зависят от собственных частот подсистемы. Если все они выше /унп поэтажного спектра, то подсистема может рассматриваться как твердое тело (см. п. 4.5.4).

8.2. Сейсмический расчет строительных конструкций неядерных объектов

8.2.1. Определение инерционных сейсмических нагрузок

Сейсмостойкое проектирование обычных объектов в России регламентируется нормами [46]. Рассмотрим предусмотренную ими процедуру определения инерционных сейсмических нагрузок.

В гл. 2 (п. 2.4) была описана последовательность задания расчетной сейсмичности площадки строительства в зависимости от ее географического положения и грунтовых условий. При выполнении сейсмического расчета здания эта сейсмичность дополнительно корректируется в зависимости от его ответственности (табл. 8.1).

Таблица 8.1. Расчетная сейсмичность зданий в зависимости от нх ответственности [46]

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

Примечания:

* Здания и сооружения рассчитываются на нагрузку, соответствующую расчетной сейсмичности, умноженную на дополнительный коэффициент 1,5.

** То же, с коэффициентом 1,2.

Основным методом расчета зданий и сооружений является линейно-спектральная теория сейсмостойкости (ЛСТ). Расчет выпол-

няется с использованием спектров отклика на грунте. При этом мы ^получаем не ПА и ПС на отметках здания, а максимальные ускорения отметок, т.е. значения УНП поэтажных спеюров отклика (см. п. 2.3.3). Они могут быть использованы для последующего расчета подсистем только если последние представляют собой абсолютно твердые тела. Результат совпадет с их расчетом на ПА и ПС, если исходные акселерограммы, по которым определены ПА и ПС, совместимы со спектром на грунте. Таким образом, данный подход представляет собой упрощенный вариант многошагового метода.

Таблица 8.2. Значения коэффициента *к\,* учитывающего допускаемые сейсмические повреждения сооружения [46]

Допускаемые повреждения зданий и сооружений	Коэффициент *к*
1. Сооружения, в которых остаточные деформации и локальные повреждения (осадки, трещины и др.) не допускаются	
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов и т.п., затрудняющие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования (жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные здания и сооружения; гидротехнические и транспортные сооружения; системы энерго- и водоснабжения, пожарные депо, сооружения связи и т.п.)	q.25
3. Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены значительные остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, их смещение и т.п., временно приостанавливающие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей (одноэтажные производственные н сельскохозяйственные здания, не содержащие ценного оборудования)	q.12

Расчет зданий и сооружений производится независимо на каждую из компонент сейсмического воздействия. Расчетная горизонтальная инерционная сейсмическая нагрузка, приложенная в *к*-й точке конструкции и отвечающая колебаниям последней по /-й собственной форме, вычисляется по формуле[1]:

$$S_{ik}=k\backslash k i k_i Q_k A T b^* x-/K r b\ Чи^* \qquad (8.1)$$

где Q_k - вес здания или сооружения, отнесенный к £-й точке; *Amгх* - сейсмическое ускорение основания, соответствующее расчетной сейсмичности (оно равно 0.4 при 9 баллах, 0.2 - при 8 и 0.1 - при 7); *fl(Tj)* - значение коэффициента динамичности, зависящее от периода свободных колебаний по данной собственной форме Тj-; тд* - *к*-й элемент вектора {/;,}; fci, fo, £$_y$ - нормативные коэффициенты.

Рассмотрим подробнее сомножители, входящие в (8.1).

Коэффициент динамичности представляет собой спектр ускорений, соответствующий значению Лтах=1. Может использовать-

[1] Данное выражение представляет собой (с точностью до обозначений) *к-и* элемент вектора инерционных сейсмических нагрузок по формуле (4.26).

ся как стандартный спектр, изображенный на рис. 2.7, так и специфические региональные спектры.

Коэффициент *к* принимается в зависимости от степени повреждений, допускаемых в сооружении при землетрясении (табл. 8.2).

Таблица 8.3. Значения коэффициента *кг,* учитывающего конструктивное решение здания [46]

Конструктивные решения зданий	Коэффициент K_2
1. Здания каркасные, крупноблочные, со стенами комплексной конструкции с числом этажей п свыше 5	1+0.1(л-5)
2. Здания крупнопанельные или со стенами из монолитного железобетона с числом этажей до 5	0.9
3. То же, с числом этажей свыше 5	0.9+0.075(л-5)
4. Здания с одним или несколькими каркасными нижними этажами и вышележащими этажами с несущими стенами, диафрагмами или каркасом с заполнением, если заполнение в нижних этажах отсутствует или незначительно влияет на их жесткость	**1.S**
5. Здания с несущими стенами из кирпичной или каменной кладки, выполняемой вручную без добавок, повышающих сцепление	1.3
6. Каркасные одноэтажные здания, высота которых до низа балок или ферм не более 8 м и с пролетами не более 18 м	**0.8**
7. Сельскохозяйственные здания на сваях-колоннах, возводимые на грунтах III категории (см. табл. 2.5)	0.5
8. Здания н сооружения, не указанные в позициях 1-7	

Таблица 8.4. Значения коэффициента *к¥,* учитывающего потери энергии в системе "сооружение-основание" [46]

Характеристики конструкций	Коэффициент k_w
1. Высокие сооружения небольших размеров в плане (башнн, мачты, дымовые трубы, отдельно стоящие шахты лифтов н т.п. сооружения)	1,5
2. Каркасные здания, стеновое заполнение которых не оказывает влияния на его деформативность, если *ЫЪЪ*.25, где Л - высота стоек; *Ъ* - поперечный размер в направлении действия сейсмической нагрузки	1,5
3. То же, что в п. 2, но при *к!Ьй* 15	1
4. Здания и сооружения, не указанные в пл. 1-3	1

Примечания:

1. При промежуточных значениях *hfb* значение *к¥* принимается по интерполяции.
2. При разных высотах этажей значение *к¥* принимается по средним значениям ЫЪ.

Коэффициент *кг* зависит от конструктивного решения здания (табл. 8.3). Как видно, он повышает расчетную сейсмическую инер-

дионную нагрузку с увеличением этажности здания. Это сделано }Ыщу того, что с увеличением вертикальных нагрузок повышается опасность хрупкого разрушения конструкций.

Наконец, коэффициент к^ данный в табл. 8.4, введен для учета влияния на сейсмическую нагрузку потерь энергии в системе "сооружение-основание", поскольку стандартный спектр непосредственно не зависит от этого фактора.

Вертикальные сейсмические нагрузки учитываются лишь для некоторых специфических сооружений: горизонтальных и наклонных консольных конструкций; пролетных строений мостов; арок, ферм, пространственных покрытий зданий и сооружений с большим (более 24 м) пролетом; при расчете устойчивости сооружений против опрокидывания или скольжения; для каменных конструкций. В этом случае величина инерционной сейсмической нагрузки также рассчитывается по формуле (8.1), где принимают fci=fc^= I. Для консольных конструкций малого веса, а также для легких надстроек, при расчете крепления памятников, тяжелого оборудования на первом этаже и т.п. в формуле (8.1) принимают /&?=5. При расчете панелей, перегородок, стен, крепления оборудования на верхних отметках значение Рц принимается согласно динамическому расчету, но не менее 2.

Если определяются усилия в конструкциях низкочастотных зданий и сооружений (с периодом колебаний по первой собственной форме Г1>0.4 с), то по нормам [46] необходимо учитывать не менее трех собственных форм, а при Ti<0.4 с - только первую форму.

Обсудим некоторые особенности нормативной методики расчета по JICT.

Во-первых, расчетная нагрузка корректируется умножеием на коэффициент fci. Для большинства обычных зданий и сооружений принимается fci=0.25, т.е. расчетная нагрузка *в четыре раза* меньше максимальной. Обосновывается это следующими соображениями. Расчет сооружения по JICT предполагает использование линейно-упругой модели. Если здание, схематизированное таким образом, рассчитать на максимально возможную сейсмическую нагрузку, то при землетрясении оно не получит никаких повреждений. Но для обычных объектов это не является необходимым, так как, с одной стороны, повреждения, не угрожающие безопасности людей, при землетрясении допустимы, а с другой, это удорожало бы сейсмостойкое строительство. Поэтому в нормах и предусмотрен расчет, выполняемый по условной (линейно-упругой) схеме на условную же (сниженную) нагрузку. В сущности, такой подход представляет собой полуэмпирический способ учета неупругого поведения конструкции при анализе их сейсмостойкости в рамках JICT. Он опирается на результаты макросейсмических обследований последствий реальных землетрясений, которые показывают, что и на самом деле повреждения сооружений, рассчитанных с применением такого значения fci, не выходят за допустимые пределы [38]. При этом, однако,

необходимо помнить, что $то относится, строго говоря, только к сооружениям обследованных типов (главным образом, каркасным и крупнопанельным зданиям), и распространять это заключение на сооружения иных видов следует с определенной осторожностью.

Во-вторых, умножение расчетной нагрузки на коэффициент κ_y повышает или понижает ее во всем диапазоне сейсмических частот, т.е. независимо от собственной частоты системы. В действительности спектр отклика сильно зависит от потерь энергии только в средней ("резонансной") части диапазона частот осциллятора /; при /-»0 и /-»/унп эта зависимость ослабевает, а при Д/унп вообще отсутствует (см. п.2.3.3). Таким образом, примененный в нормах способ учета потерь энергии в системе может приводить к завышению нагрузок.

В-третьих, следует остановиться на рекомендациях норм [46] относительно числа учитываемых в расчете собственных форм конструкции. Они справедливы по отношению к приведенной в этих нормах простейшей расчетной схеме в виде консольного стержня с сосредоточенными массами (аналогичной рис. 5.2,в), причем при достаточно равномерном распределении масс и жесткостей по высоте. Но сейчас часто используются значительно более сложные, часто пространственные схемы, и в этих условиях следование названной рекомендации может привести к неучету существенной доли сейсмической нагрузки.

Действительно, пусть в расчетную схему жесткого здания включена закрепленная на нем гибкая (низкочастотная) конструкция (например, металлическая вентиляционная труба). Если схематизировать последнюю как систему, скажем, с тремя степенями свободы, то может оказаться, чго первые три собственные частоты системы и отвечают колебаниям именно этой конструкции. Тогда, учтя согласно нормам только эти три формы, мы получим, что инерционные нагрузки на само здание якобы равны нулю. Другой пример - использование пространственной расчетной схемы дня здания с существенно различной жесткостью в разных направлениях. В этом случае может оказаться, что три низшие собственные частоты соответствуют колебаниям здания по одной и той же оси, и получится, что нагрузки по ортогональной оси отсутствуют вовсе. Во избежание таких ошибок при определении числа учитываемых собственных форм лучше придерживаться рекомендаций п. 4.5.5.

Иногда сооружение (например, машинный зал типа показанного на рис. 5.5) является весьма низкочастотным, и действующие на него сейсмические нагрузки достаточно малы. Но при этом следует учитывать, что в таком сооружении относительные перемещения будут близки по величине к абсолютным сейсмическим перемещениям основания, которые могут достигать десятков сантиметров [см. соотношение (3.2)]. Поэтому прочность и устойчивость такой конструкции обязательно должна проверяться "по деформированной схеме", т.е. с учетом усилий, создаваемых основными на-

грузками на перемещениях, вызванных инерционными сейсмическими силами.

Как видно из сказанного, нормативный расчет по ЛСТ содержит большое количество допущений и условностей. По этой причине нормы [46] требуют, чгобы особо ответственные сооружения и высокие (более 16 этажей) здания были рассчитаны также с использованием инструментальных записей ускорения основания и/или синтезированных акселерограмм. При этом должна учитываться возможность развития в конструкции неупругих деформаций.

Однако реально такой расчет сегодня сопряжен со значительными принципиальными и техническими трудностями. Прежде всего, представляет сложность разработка неупругих моделей железобетонных конструкций, так как пока не существует общеприятой математической модели неупругого поведения бетона при быстром нагружении (особенно при неодноосном напряженном состоянии), достаточно неопределенно поведение арматуры в зоне растрескивания бетона и т.д. Затем, если здание имеет сложную конструкцию, то в разных его элементах неупругие деформации при землетрясении начинаются неодновременно, они сопровождаются перераспределением усилий, и чтобы рассчитать такой процесс, требуется ЭВМ большой мощности и быстродействия. Поэтому сейчас такие расчеты выполняются главным образом для достаточно элементарных конструкций, в основном каркасных зданий простой формы.

Результат расчета на акселерограмму, как правило, более или менее сильно отличается от расчета по ЛСТ, что может объясняться двумя причинами. Первая - невыполнение требования совместимости расчетного спектра отклика с акселерограммами на грунте (см. п. 2.3.4). В частности, как было сказано в п. 2.4.2, такая несовместимость принципиально присуща стандартной спектральной кривой /?(Т). Если используется иной спектр, лишенный этого недостатка, то расхождение в результатах может объясняться тем, что примененная в расчете по ЛСТ линейная модель здания на самом деле не эквивалентна нелинейной модели, ипользуемой в расчете на акселерограмму.

Проверка сейсмостойкости зданий и сооружений, как правило, производится по *предельным состояниям первой группы*, т. е. исходя из требования сохранения конструкцией несущей способности (прочности, устойчивости, непревышения предельных деформаций). Это прежде всего относится к расчету по ЛСТ. В случае если позволяют технологические условия эксплуатации конструкции, проверка ее сейсмостойкости может осуществляться по *предельным состояниям второй группы,* т.е. исходя из критерия сохранения ею пригодности к нормальной эксплуатации. Такая проверка обычно осуществляется при выполнении расчета на акселерограмму.

В заключение отметим, что результаты сейсмических расчетов конструкций (прежде всего, неупругих) чувствительны к парамет-

рам движения грунта (виду расчетной акселерограммы), которые при нынешнем состоянии науки о Земле можно предсказать лишь весьма приближенно (см. гл. 2). Поэтому использование более точных методов расчета может в действительности не дать уточнения результата. По этой причине при проектировании ответственных конструкций часто предпочитают применять более простые методы, оставляя достаточные запасы прочности.

8.2.2. Сочетания нагрузок и расчетные прочностные характеристики материалов

Согласно принятому в нашей стране подходу, закрепленному в нормах [50], нагрузки на сооружения подразделяются на следующие четыре группы:

постоянные (вес строительных конструкций, давление грунта);

- *временные длительные* (вес стационарного оборудования, складируемых материалов, людей на перекрытиях, давление газов и жидкостей, вертикальные нагрузки от кранов с пониженным нормативным значением и т.д.);

Таблица 8.5. Коэффициенты сочетаний при расчетах зданий и сооружений на сейсмическое воздействие [46]

Виды нагрузок	Значение коэффициента сочетаний $я_c$
Постоянные	0.9
Временные длительные	0.8
Кратковременные (на перекрытия и покрытия)	0.5

- *кратковременные* (нагрузки от оборудования в переходных режимах; вес людей и оборудования в ремонтных зонах; полные вертикальные нагрузки от кранов и т.д.);

- *особые* (взрывы, сейсмическое воздействие, аварийные нагрузки и т.д).

При сейсмических расчетах не учитывают температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические нагрузки от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия при работе кранов, поскольку считается, что их совпадение с землетрясением слишком маловероятно. Если в момент землетрясения на крюке крана находится груз, то действующая на него горизонтальная сила инерции не передается через подвеску на строительные конструкции и потому не учитывается. Это не относится к вертикальной силе инерции, однако при ее вычислении, помимо полного веса моста крана и тележки, принимают только 30% от максимальной грузоподъемности крана, так как совпадение землетрясения с подъемом максимального груза маловероятно. Горизонтальная инерционная нагрузка от веса моста крана учитывается только в направлении, перпендикулярном подкрановым путям, так как в продольном направлении кран просто перекатится.

Расчетные сопротивления материалов (бетона, арматуры, кладки и др.) устанавливаются с учетом особенностей сейсмического

воздействия - его кратковременности и малой вероятности реализации.

Таблица 8.6. Значения коэффициента условий работы *т*р* [46]

Конструкции	Значение коэффициента тир
При расчетах на прочность	
1. Стальные и деревянные	1.4
2. Железобетонные со стержневой и проволочной арматурой (крокДе проверки прочности наклонных сечений):	
а) из тяжелого бетона с арматурой классов А-I, А-II, А-III, Вр-1	1.2
б) то же, с арматурой других классов	1.1
в) из бетона на пористых заполнителях	
г) из ячеистого бетона с арматурой всех классов	
3. Железобетонные (прочность наклонных сечений):	
а) колонны многоэтажных зданий	0.9
б) прочие элементы	1
4. Каменные, армокаменные и бетонные:	
а) при расчете на внецентрениое сжатие	1.2
б) при расчете на сдвиг и растяжение	1
5. Сварные соединения	1
6. Болтовые (в том числе на высокопрочных болтах) и заклепочные соединения	1.1
Пр и расчетах на устойчивость	
7. Стальные элементы гибкостью выше 100	
8. То же, гибкостью до 20	1.2
9. То же, гибкостью от 20 до 100	от 1.2 до 1 (по интерполяции)

Примечания:

1. Для указанных в поз. 1-4 конструкций зданий и сооружений (кроме транспортных и гидротехнических), возводимых в районах с повторяемостью 1, 2 и 3, значение ткр следует умножить на 0.85,1 или 1.15 соответственно.

2. Для стальных и железобетонных несущих конструкций, эксплуатируемых в неотапливаемых помещениях или на открытом воздухе при расчетной температуре ниже минус 40°С, следует принимать тьф=1; при проверке наклонных сечений колонн ткр=0.9.

Как известно, прочностные характеристики материалов представляют собой случайные величины, и их нормативные значения задают так, чтобы вероятность их реализации (обеспеченность) была не ниже определенной величины (например, по нормам [51] прочностные характеристики арматурной стали гарантируются с вероятностью не менее 0.95). Но так как землетрясние случается редко, маловероятно, что ему подвергнутся именно конструкции с недостаточной прочностью материалов (разумеется, при условии соблюдения требований по производству работ при их возведении). Поэтому при выполнении расчетов на сейсмостойкость прочностные характеристики материалов могут быть приняты с меньшей обеспеченностью, т.е. несколько повышены.

Для учета особенностей воздействия прочностные характеристики материалов умножают на дополнительный коэффициент условий работы ткр, значения которого приведены в табл. 8.6. Его величина изменяется в зависимости от повторяемости землетрясения (см. примечание 1 к табл. 8.6, где повторяемость 1 означает реализацию землетрясения 1 раз в 100 лет, 2 - 1 раз в 1000 лет, и 3 - 1 раз в 10000 лет). Значения повторяемостей указаны на картах сейсмического районирования территории бывшего СССР. Как видно из табл. 8.6, изменения прочностных характеристик материалов по сравнению со статическими расчетами достаточно невелико.

8.3. Сейсмический расчет строительных конструкций АЭС

При проектировании сейсмостойких ядерных объектов в целом используют те же метода, что и для обычных сооружений, но, учитывая очень высокую ответственность объекта, повышают расчетные сейсмические нагрузки. Степень этого повышения зависит от категории сейсмостойкости данного сооружения или элемента АЭС. Кроме того, проектирование АЭС выполняется исходя из двух уровней сейсмичности - ПЗ и МРЗ (см. гл. 3). В отечественных нормах проектирования сейсмостойких АЭС [29] эти отличия от обычных объектов реализованы следующим образом.

8.3.1. Определение инерционных сейсмических нагрузок

Сейсмические инерционные нагрузки на строительные конструкции вычисляют по формуле (8.1), в которой вместо коэффициента fci фигурирует коэффициент fc>, учитывающий особые условия эксплуатации АЭС. Его значения принимают в зависимости от категории сейсмостойкости конструкции: для I категории fc_3=0.625; для II категории fc_3=0.5; для конструкций II категории, не связанных с хранением радиоактивных продуктов, /c_3=0.3.

Кроме того, строительные конструкции I категории должны рассчитываться на одновременное действие трех компонент землетрясения: две одинаковые горизонтальные, нагрузки от которых вычисляются, как описано выше, и вертикальную, равную половине горизонтальной. Допускается производить расчет на каждую из компонент независимо, а затем суммировать соответствующие усилия по правилу ККСК. Конструкции II категории, как и обычные объекты, рассчитывают на каждую из компонент независимо.

Строительные конструкции I категории рассчитывают начиная с сейсмичности 5 баллов, а II - с 6 баллов. Значения уСКОреНИЯ Л max равны: при 5 баллах 0.025, при 6 баллах 0.05, при более высокой интенсивности - те же, что в (8.1).

Остальные сомножители в (8.1) - прежние.

Рассмотрим несколько подробнее отличия атомных норм от общестроительных. Для сооружений I категории использование значения fc_3=0.625 при указанном соотношении между компонентами воздействия равносильно расчету на ускорение 0.938Лтах, прило-

ксенное под углом около 20° к горизонтальной плоскости. Иными зювами, расчетное ускорение в этом случае близко к пиковому Ускорению основания (напомним, что для обычных сооружений *то* обычно в четыре раза меньше него), но, тем не менее, даже эти, наиболее ответственные конструкции рассчитывают на нагрузки, которые меньше максимальных. Это сделано исходя из тех же соображений, что и использование для обычных сооружений понижающего коэффициента fci, обсуждавшееся в п. 8.2.1.

Но распространение этого подхода на ядерные объекты (пусть и ; меньшим снижением нагрузок) имеет два минуса. Во-первых, как 5ыло сказано в п. 8.2.1, опыт предыдущих землетрясений, на основании которого снижены расчетные нагрузки, относится, строго говоря, только к сооружениям обследованных типов, реально подвергавшихся землетрясениям, и переносить его на иные типы (в том числе, весьма специфические здания АЭС) следует с осторожностью. Во-вторых, использование для всего здания единого коэффициента κ_3 означает и одинаковую повреждаемость всех его элементов. Но, скажем, для герметичной защитной оболочки допустима совершенно иная степень повреждений, чем, например, для ограждающих конструкций обстройки реакторного отделения. Чтобы исключить последний недостаток, было бы лучше поступить так же, как при расчетах технологического оборудования (гл.10): выполнить расчет здания на реальную нагрузку, но для конструкций, в которых допустимы неупругие деформации, установить фиктивные (повышенные) прочностные характеристики материалов. Например, для герметичной оболочки, в которой необратимые деформации недопустимы, следует принять прочностные характеристики без повышения; для других частей здания, где такие деформации допускаются, можно ввести повышающий коэффициент в зависимости от степени возможных повреждений.

Отметим, что при проектировании АЭС за рубежом снижение сейсмических нагрузок чаще всего не применяют. При их задании часто используется правило "100-40-40 процентов" (см. п. 4.5.6). Кроме того, вертикальное сейсмическое воздействие обычно составляет не половину, а 2/3 горизонтального. Таким образом, общий уровень расчетных сейсмических нагрузок оказывается выше, чем по действующим нормам России.

При сейсмических расчетах сооружений АЭС часто используют весьма сложные плоские и пространственные схемы (см. гл.5). Поэтому для них особенно актуальна проблема учета достаточного числа собственных форм (см. п. 8.1.2).

8.3.2. Сочетания нагрузок и расчетные прочностные характеристики материалов

Сочетания нагрузок, используемые при проектировании АЭС, составляются в по тем же правилам, что и для иных промышленных и гражданских объектов (п. 8.2.2). Подобные, хотя и несколько

отличающиеся правила, приняты в нормах прооектирования АЭС других стран.

Особенностью АЭС является то, что для них рассматриваются некоторые особые нагрузки и воздействия, не учитываемые для менее ответственных объектов (например, падение на АЭС самолета, взрывы, ураганы, смерчи, климатические воздействия особо редкой повторяемости). В части учета сейсмического воздействия особенностью является то, что имеется не один, а два уровня его интенсивности - ПЗ и МРЗ. Кроме того, при проектировании АЭС рассматриваются нагрузки при различных режимах ее работы, обозначаемые ниже следующим образом:

НУ - нагрузки при нормальных условиях эксплуатации;

ННУ - нагрузки при нарушении нормальных условий эксплуатации, в качестве которых рассматриваются отказы, не приводящие к МП А» [29];

МПА - нагрузки при максимальной проектной аварии.

Сейсмические нагрузки должны рассматриваться совместно с режимами работы АЭС, указанными в табл. 8.7 [29]. Отметим, что в отличие от обычных объектов, для АЭС рассматривается сочетание *двух* особых нагрузок: МПА+ПЗ. В то же время по российским нормам не учитывается сочетание МПА+МРЗ. Это основано на следующих соображениях.

Таблица 8.7. Расчетные сочетания сейсмических и технологических нагрузок для АЭС [29]

Категория сейсмостойкости		Сочетания нагрузок
I		НУЭ+МРЗ ННУЭ+МРЗ НУЭ+МПА+ПЗ
II	Па	НУЭ+МПА+ПЗ
	116	НУЭ+ПЗ ННУЭ+ПЗ

Строительные конструкции и оборудование I категории рассчитаны на МРЗ. Поэтому такое землетрятрясение само по себе не может привести к их отказу, т.е. к МПА, и возможно только случайное совпадение этих событий во времени. Но вероятности реализации как МРЗ, так и МПА равны 1(И 1/год, т.е. вероятность их совпадения составляет Ю-[8] 1/год. В нашей стране, как и в большинстве других стран, а также согласно рекомендациям Международного агентства по атомной энергии (МАГАТЭ) принято, что при вероятности реализации события меньше 10-[7] 1/год его можно не учитывать в проекте АЭС[2]. Именно поэтому, в силу малой вероятности, случай-

[1] Например, неисправности системы контроля и управления реактором; потеря электропитания главных циркуляционных насосов; отключение турбогенератора; полная потеря внешних источников энергопитания; малая течь первого контура и т.п.

[2] Для того чтобы оценить малость этой величины, укажем, что древнейшие предки человека (питекантропы, синантропы) существовали примерно 1 млн. лет тому назад. Таким образом, указанная вероятность составляет одно событие за срок, который в 10 раз больше всего времени существования человека как особого биологического вида.

ное совпадение МРЗ и МПА в российских нормах не рассматривается. Но это не относится к ПЗ, поскольку вероятность его реализации равна Ю$^{-2}$ 1/год, и значит, вероятность случайного совпадения с МРЗ равна Ю$^{-6}$ 1/год, т.е. больше порогового значения.

Исходя из тех же соображений допускается не рассматривать сочетание МРЗ с нагрузками НУЭ, если в течение года отношение времени действия последних к интервалу между ними не превышает 10^{-3}. Таким образом, из рассмотрения могут быть исключены, например, эпизодическая работа оборудования и т.п.

При расчетах сейсмостойкости строительных конструкций АЭС расчетные прочностные характеристики материалов у нас в стране назначают так же, как для обычных объектов (см. п. 8.2.2).

Возвращаясь к к учету сочетания МПА+МРЗ, отметим, чго в разных странах подход к нему неодинаков. Например, в США, Италии, Англии его учитывают; в Финляндии и Германии - нет; во Франции его учитывают только для систем охлаждения реактора. В рекомендациях МАГАТЭ [109] принят тот же подход, что и в Российских нормах: сочетание МРЗ с дополнительными нагрузками от МПА рассматривается только в том случае, если не доказана их независимость. При этом, однако, отмечается, что нагрузки, которые для одних элементов станции (например, систем охлаждения I контура) являются нагрузками МПА, для других (например, для герметичной защитной оболочки) должны рассматриваться как нагрузки НУЭ, т.е. сочетаться с МПА.

При проектировании АЭС в других странах предельную прочность стали для нагрузок НУЭ часто принимают как долю минимального значения предела текучести От или временного сопротивления Ов [например, (2/3)№ или (1/3+1/4)оь]. Для ПЗ, ННУЭ и прочих нагрузок с достаточно большой повторяемостью (примерно 1 раз в 100 лет) предельную прочность принимают равной ***съ.*** Наконец, для особо редких нагрузок (с периодом повторяемости 10 000 лет), таких как МРЗ, падение самолета, ураган, смерч, экстремальные климатические явления и т.п., допускается работа стали за пределом текучести. Подобно этому назначаются и прочностные характеристики бетона.

8.4. Пример расчета сейсмических усилий в строительной конструкции

Рассмотрим перекрытие под действием вертикальной сейсмической нагрузки. Оно выполненно в виде несущих балок, жестко заделанных в стены и перекрытых по верху плитой (см. поперечное сечение на рис. 8.2,а), т.е. представляет собой оребренную пластинку. Длина балок 15 м, их сечение 0.6х0.8 м, шаг 3 м; толщина плиты 0.2 м. Монтажная нагрузка на перекрытии q=4 кН/м^2.

Для вычисления усилий в несущих балках выделим фрагмент перекрытия в виде эквивалентной тавровой балки (рис. 8.2,а). Мо-

мент инерции ее сечения /=0.0943 м^4; погонная масса (включая собственную массу, массу полов толщиной 50 мм и монтажную нагрузку) //=4300 кг/м; модуль упругости материала £=3.2x10^{10} Па. Длина балки /=15 м; оба конца жестко защемлены.

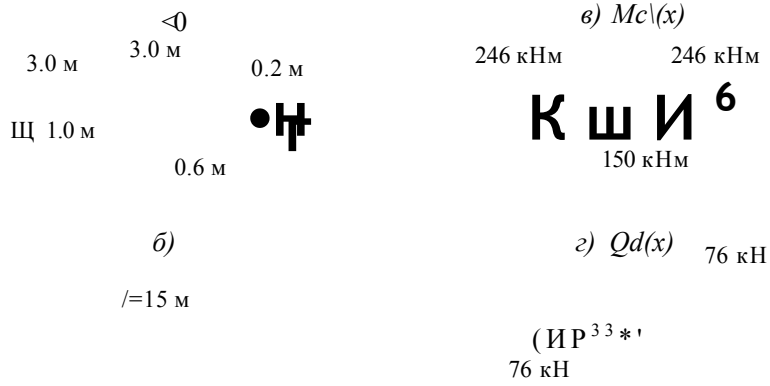


Рис. 8.2. Конструкция ребристого перекрытия, его континуальная расчетная схема и результаты сейсмического расчета несущей балки: *а)* поперечное сечение перекрытия и эквивалентной тавровой балки; ***б)*** континуальная расчетная схема эквивалентной балки; ***в)*** моменты, соответствующие колебаниям по первой собственной форме; *г)* поперечные силы по первой собственной форме

Инерционные сейсмические нагрузки будем определять с помощью спектра отклика на рис. 10.1,6 при значении относительного затухания £=0.07, которое принято в соответствии с табл. 5.2 (армированный бетон при МРЗ).

Для сейсмического расчета могут применяться схемы разной сложности. Продемонстрируем это на приведенных ниже примерах.

8.4.1. Континуальная расчетная схема

Для расчета эквивалентной балки схематизируем ее как защемленный по концам стержень (рис. 8.2,6). Его собственные круговые частоты найдем по формуле (1.57) и табл. 1.1. Полученные частоты и соответствующие им значения спектральных ускорений приведены в табл. 8.8. Как видно, уже вторая частота выше /унп.

Таблица 8.8. Собственные частоты и спектральные ускорения фрагмента ребристого перекрытия

№ частоты *J*	А,	Круговая частота рад/с	Частота *JiXn*	
1	4.73	83.3	13.3	1.4
2	7.853	229.6	36.5	1.0
3	10.996	450.2	71.7	1.0

Модальные внутренние усилия в балке - моменты *Мд(х)* и перерезывающие силы Qg(x) - в принципе можно определить через модальные инерционные сейсмические нагрузки, найденные по формуле (4.27). Однако удобнее воспользоваться следующим приемом, описанным в конце п. 4.S.2.

Модальная инерционная сейсмическая нагрузка [см. (4.27)]:

$$<\text{гЛ}^*) = \quad .\text{Г}; \text{Ь}(*) \bullet \qquad (8\text{-}2, a)$$

Эту формулу, с учетом (1.59), можно записать в виде

$$= HgA\hat{}S\hat{}f\hat{}jY\hat{}\hat{}x). \qquad (8.2,6)$$

Здесь, как и в гл. 1 и 4, $(x) - *J*-я собственная форма, а Γ_y - ее коэффициент участия. Значения Г}- вычисляются по (1.60) и приведены в табл. 1.1. Как видно из нее, Г^О, что означает отсутствие колебаний по второй собственной форме. Это понятно с физической точки зрения: данная форма является кососимметричной и не может быть возбуждена симметричной нагрузкой.

Произведение сомножителей при // в (8.2,6) представляет собой распределение максимальных ускорений при колебаниях балки по J-й собственной форме. По нему с помощью соотношения (2.2) между спектрами ускорений и перемещений можно найти распределение максимальных перемещений:

$$y<_0(x) = -\backslash g A\hat{}S Z(f_J, C_j) r j_J(x). \qquad (8.3)$$

Теперь обычным образом найдем модальный момент $M_o\{x)$:

Можно выразить момент иначе. Введем безразмерную координату

$$£ = */\!/, \quad (0\hat{}1). \qquad (8.5)$$

Тогда

Из (1.57) имеем

$$\frac{1}{-T^{=\pm}\Gamma--X)EI} \qquad (8\text{-}7)$$

Подставив (8.5)-(8.7) в (8.4), получим

1 (8.8)

}

Выражения для функций $\frac{1}{Aj}$ &ФШ при различных условиях опи-

рания балки даны в табл. 1.1. В нашем случае получим

$A,_{j}$ (8.9)

коэффициенты Aj также приведены в табл. 1.1.

Аналогичным образом выводятся формулы для перерезывающей силы:

1 (811)

^{A}i &)

Функции $\frac{1}{Af}$ $\frac{*\Phi A*)}{\partial x^{b}}$ приведены в табл. 1.1. Для нашего случая

$Q\ S\ ) =$ $^{X}_{A}i$, X (8.12)

x J - c o s A ^ - c h A ^ + ^ - s i n A ^ + s h A ^ J

Подставив численные значения, получим следующие модальные усилия в любом сечении при колебаниях по первой форме:

$= 4300\text{-}9J8\ \frac{15^{2}}{4.73}$ -•0.25-14-0.8152 x

x [-sm4.73£-sh4.73£+L0178(<XB4.73£+ch4.73<f)];

$Q_{c1}($ $ = 4300\text{-}9.8\text{-}j^{-}0.25\text{-}L4\text{-}0J8152x$

x [-cos4.73£-ch4.73£+ L0178(-sin4.73f+sh4.73f)].

Эпюры этих усилий показаны на рис. 8.2,в,г. При их вычислении следует учитывать, что в приведенных формулах фигурируют разности гиперболических синусов и косинусов, которые с увеличением аргумента быстро возрастают и стремятся к одному и тому же значению. Поэтому при значениях *x,* близких к / (или значениях £ близких к единице), приходится вычислять малые разности боль-

ших чисел, и во избежание погрешностей округления следует производить вычисления с повышенной точностью.

Оценим вклад во внутренние усилия высших собственных форм. Поскольку все собственные частоты, начиная со второй, выше **/унп,** их суммарный вклад можно определить с помощью приема, описанного применительно к дискретной системе в конце п. 4.5.6 [см. (4.50)]. Обозначим через *rf(x)* "остаточный коэффициент *rf* который вычислим с помощью (1.61):

$$^(x) = 1 - {}_{71}(x) = 1 - \Gamma^(x). \qquad (8.13)$$

Перемещения балки, отвечающие высшим формам, равны:

$$/(*) = -\backslash A^Sl(f_2, C_2)r\}'\{x) = \underset{CO\,2}{} \qquad ,<r_2)[l - r^\{x)]. \qquad (8.14)$$

Соответствующие усилия:

$$M:\{x) = -EI\text{-}LgA^S'_a\{f_2,C_2)\Gamma, \qquad ; \qquad (8.15)$$

$$£(») = - E I - \underset{a?2}{\backslash} g A ^ S l \{ f_2 X_2 y , \bullet \qquad (8.16)$$

Сравнивая (8.4) и (8.15), видим, что

Обозначим

$$A = o \pm \frac{S^l(f_2 X_1)}{\text{≈}\,a(f_2 \text{ } C\,i)} \qquad (g\,l\,g)$$

Тогда

$$M;(x) = -Ш_л(x). \qquad (8.19)$$

Аналогично можно показать, чго

$$Q;(X) = -AQ_{c1}(X). \qquad (8.20)$$

Для рассматриваемой балки значение коэффициента

$$Д = \frac{79\,7^2}{219.7}\,\frac{1}{14} = 0.094.$$

Суммарные сейсмические усилия вычислим по правилу ККСК [см. (4.32)]:

$$M_c(x) = JM^*(x)+[M;(X)]^2 = M_{л} = \text{L004A}/_{\text{C}},(x); \quad (8.21)$$

$$\&(*) = \wedge \mathbf{i\,W + t\,e\,c\,W\,f} = \quad \mathbf{ft.} \quad = \mathbf{l°04ft,(*)\bullet} \quad \mathbf{(8\text{-}22)}$$

Как видно, добавка к усилюгм по первой форме за счет высших форм составляет 0.004 (или 0.4%), т.е. в данном случае она пренебрежимо мала.

Кроме несущих (15-метровых) балок необходимо проверить прочность плиты между ними. Ее участок между двумя балками имеет размеры в плане 15х3 м. Так как отношение длины к ширине больше 2, плиту можно рассматривать как балочную. Это означает, что для вычисления ее собственной частоты надо вырезать в коротком направлении балку единичной ширины с жестко защемленными на несущих балках концами. Вычисления по формуле (1.57) дают **/i**=56.1 Гц, т.е. уже первая частота выше **/унп.** Поэтому здесь применима статическая теория сейсмостойкости: инерционная сейсмическая нагрузка на вырезанную балку равна ее погонной массе, умноженной на максимальное ускорение в соответствующем ей сечении несущих балок. Оно максимально в середине пролета последних и минимально на опорах.

Если частоты плиты меньше /унп (что, впрочем, на практике встречается достаточно редко), то упрощенная схематизация перекрытия - разбивка на элементарные схемы - уже непригодна, и лучше всего выполнить его динамический расчет по методу конечных элементов.

8.4.2. Дискретные расчетные схемы несущих балок

Вернемся к рассмотрению эквивалентных тавровых (несущих) балок. Для их приближенного расчета можно использовать упрощенные дискретные схемы, примеры которых показаны на рис. 8.3. Схема на рис. 8.3,а построена в соответствии с табл. 1.2. Для построения схемы на рис. 8.3,г балка разбита на три равных участка, на конце каждого из них сосредоточено по половине его массы, а затем массы в одной точке просуммированы.

Последовательность сейсмических расчетов по подобным схемам подробно изложена в пл. 10.5.2 и 10.5.5. Поэтому здесь ограничимся лишь обсуждением полученных результатов.

При расчете по схеме с одной степенью свободы (рис. 8.3,а) собственная частота совпадает с точным значением первой собственной частоты балки, приведенным в табл. 8.8. На рис. 8.3,6,в изображены эпюры моментов и перерезывающих сил. Сравнив их с соответствующими эпюрами на рис. 8.2, увидим, что момент в пролете получается немного (на 6%) завышенным, а моменты на опорах и перерезывающие силы сильно заниженными (на 35% и 45%).

При использовании схемы с двумя степенями свободы колебания возбуждаются только по первой, симметричной собственной

форме. Ее собственная частота равна 13.1 Гц, что близко к точному значению. Усилия на опорах также хорошо сходятся с точными рначениями, но момент в пролете на 22% меньше.

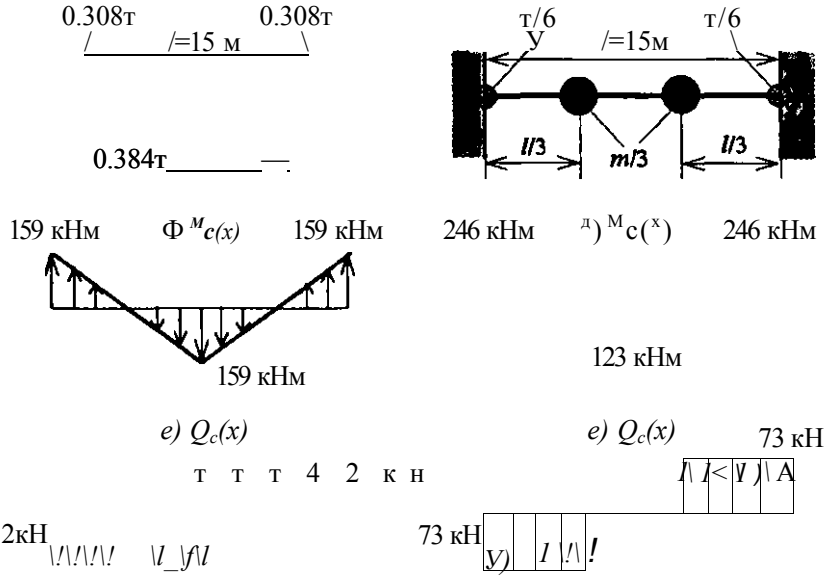


Рис. 8.3. Дискретные расчетные схемы эквивалентной балки и результаты сейсмического расчета:

а) схема с одной степенью свободы; б), а) сейсмические моменты и поперечные силы при одной степени свободы; г) дискретная расчетная схема с двумя степенями свободы; 4), е) сейсмические моменты и поперечные силы при двух степенях свободы

Результат можно было бы еще улучшить, использовав дискретную схему с тремя массами, но с увеличением числа степеней свободы трудоемкость расчета резко возрастает. Другой способ - принять усилия с запасом: на опорах по схеме с двумя степенями свободы, а в пролете - с одной.

При иных краевых условиях балки точность полученных усилий может оказаться несколько иной, чем в данном примере. Тем не менее можно сделать общий вывод, что упрощенные дискретные расчетные схемы позволяют достаточно точно вычислить низшие собственные частоты конструкции, но дают значительно худшие результаты при определении внутренних усилий, причем последние могут получаться и не в запас. Поэтому такие схематизации целесообразно применять прежде всего для нахождения частот (например, с целью проверки, нельзя ли воспользоваться статической теорией сейсмостойкости). При вычислении же внутренних усилий они пригодны главным образом для грубых пред варительных оценок.

8.5. Некоторые рекомендации по объемно-планировочным и конструктивным решениям зданий

При проектирования строительных конструкций должны соблюдаться основанные на опыте общие принципы сейсмостойкого строительства. Они описаны во многих работах (см., например, [38, 39]) и заложены в общестроительные нормы [46]. Ниже приведены некоторые из таких общепринятых правил, а также ряд специфических рекомендаций для зданий АЭС.

Форма зданий в плане должна быть по возможности простой и симметричной. Следует избегать пристроек, П-, Г-образных и т.п. планов, так как при землетрясении разрушения стен обычно сосредоточены в местах их переломов. Это происходит вследствие взаимных колебаний отсеков здания, угловых колебаний в плане и т.п.

В вертикальной плоскости также желательна по возможности простая и однородная форма, равномерное распределение масс и жесткостей, без надстроек, выступающих частей, больших перепадов высот смежных участков, и т.п., так как при землетрясении это может приводить ко взаимным колебаниям различных частей здания. Если этого нельзя избежать, например, по технологическим требованиям, то следует обратить особое внимание на прочность присоединения таких частей.

Во избежание взаимных колебаний частей здания его следует разделить на секции простой формы вертикальными антисейсмическими швами. Их устраивают даже в здании простой в плане формы, если его смежные участки имеют перепад высот более 5 м. Ширина шва определяется путем расчета перемещений конструкций при нагрузках, описанных в пп. 8.2 и 8.3. Минимальная ширина шва при высоте здания до 5 м - не менее 50 мм, а на каждые следующие 5 м высоты его увеличивают на 20 мм [46]. Швы выполняют посредством возведения парных стен, парных рам и т.п. Они должны разделять здание и сооружение по всей высоте, кроме, возможно, фундамента.

При слишком большой длине здания, соизмеримой с длиной сейсмической волны в грунте, могут возникать его крутильные колебания в плане, приводящие к повышенным нагрузкам на угловые элементы. Во избежание этого устанавлены максимально допустимые расстояния между антисейсмическими швами (табл. 8.9). Для уменьшения крутильных колебаний надо также стремиться, чтобы центры тяжести и жесткости этажей были как можно ближе друг к другу, а центр тяжести всего здания - как можно ближе к вертикальной оси, проходящей через центр жесткости основания.

В табл. 8.9 указана также установленная нормами [46] предельная высота жилых и гражданских зданий в зависимости от их типа и интенсивности расчетного землетрясения.

Относительные колебания частей здания могут также возникать вследствие неблагоприятных грунтовых условий или неудачной конструкции фундамента (например, если под разными его участ-

ками располагаются грунты с существенно разными механическими свойствами, или если одна часть здания опирается непосредственно на грунт, а другая - на сваи и т.п.)- Такого размещения зданий следует избегать.

Таблица 8.9. Расстояния между антисейсмическими швами и предельная высота зданий [46]

Несущие конструкции здания	Размер по длине (ширине), м			Высота, м (количество этажей)		
	Расчетная сейсмичность, баллы					
	7	8	9	8		9
1. Металлический или железобетонный каркас, или стены железобетонные монолитные	Как для несейсмических районов, но не более 150 м			Как дня несейсмнческих районов		
2. Стены крупнопанельные	80	80	60	43(14)	39(12)	30(9)
3. Стены комплексной конструкции, в которых:						
а) железобетонные включения и железобетонные пояса образуют четкую каркасную систему:						
- при ручной кладке I категории	80	80	60	30(9)	23(7)	17(5)
- то же, II категории	80	80	60	23(7)	20(6)	14(4)
б) вертикальные железобетонные включения, усиливающие стены или простенки, не образуют четкий каркас:						
- при ручной кладке I категории	80	80	60	20(6)	17(5)	14(4)
- то же, II категории	80	80	60	17(5)	14(4)	11(3)
4. Стены из внбрированных кирпичных панелей или блоков, из бетонных блоков	80	80	60	23(7)	20(6)	14(4)
5. Стены из кирпичной или каменной кладки, кроме указанных в поз. 3 и 4:						
- при кладке I категории	80	80	80	17(5)	14(4)	11(3)
- то же, II категории	80	80	80	14(4)	11(3)	8(2)

Примечания:

1. Высотой здания считается разность отметок низшего уровня отмостки или спланированной поверхности земли, примыкающих к зданию, и верха наружных стен.
2. Высота зданий школ и больниц при сейсмичности площадки строительства 8 н 9 баллов ограничивается тремя надземными этажами.
3. Строительство зданий высотой выше 5 этажей допускается только при соблюдении Указаний по размещению объектов строительства и ограничению этажности зданий в сейсмических районах

Перекрытия и покрытия зданий в сейсмических районах должны представлять собой жесткие диски. В случае использования сборных перекрытий их панели должны бьгть соединены между собой и

замоноличены. Перекрытие должно жестко соединяться с вертикальными несущими конструкциями, для чего в панелях следует предусматривать закладные детали или выпуски арматуры.

С целью уменьшения инерционных сейсмических нагрузок надо стремиться к максимальному снижению масс несущих и ограждающих конструкций, перегородок. Для этого предпочтительно выполнять их из легких, эффективных материалов, оптимизировать компоновку конструкций. При конструировании элементов зданий желательно обеспечить возможность развития в них пластических деформаций и повышенное рассеяние энергии при землетрясении, что приводит к уменьшению сейсмических колебаний.

Имеется еще ряд требований к несущим конструкциям, перекрытиям и покрытиям, устройству фундаментов зданий конкретных типов (каркасных, крупнопанельных, с несущими стенами из кирпича и каменной кладки, железобетонных). Они сформулированы в нормах [46], подробно рассмотрены в специальных работах (см., например, [38, 39]), и здесь мы на них останавливаться не будем.

Для зданий АЭС можно, помимо изложенных выше общих требований, сформулировать еще ряд специфических рекомендаций.

Для уменьшения сейсмических нагрузок на оборудование предпочтительна по возможности жесткая конструкция здания (что, впрочем, может противоречить требованиям для восприятия других нагрузок - см. ниже).

В жестких зданиях (типа реакторных отделений АЭС с водо-водяными реакторами), особенно расположенных на податливом основании, максимальные ускорения при землетрясении достигаются на верхних отметках. Для уменьшения раскачки здания в вертикальной плоскости, приводящей к повышению этих ускорений, надо стремиться к возможно более низкому положению его центра тяжести. В таких зданиях ответственное оборудование лучше располагать по возможности ближе к фундаменту. В то же время в очень гибких зданиях, где основной вклад в колебания вносит не первая, а высшие собственные формы, максимум ускорений может достигаться ближе к середине высоты.

Если здания связаны между собой жесткими коммуникациями (например, трубопроводами), то желательно по возможности уменьшить их относительные перемещения при землетрясении. Для этого их лучше установить на единой фундаментной плите. Горизонтальные размеры такой плиты должны быть либо ограничены размерами, указанными в табл. 8.9, либо надо учитывать сейсмические усилия в ней не только за счет инерционных нагрузок, но и вследствие прохождения сейсмической волны (см. п. 9.3).

Следует понимать, что приведенные рекомендации для зданий АЭС носят не абсолютный характер. В частности, должны приниматься во внимание требования, порождаемые иными, кроме сейсмических, воздействиями на АЭС. Например, если рассматривается удар падающего самолета, то для предотвращения передачи боль-

ших динамических нагрузок на технологическое оборудование наружную защитную оболочку часто отрезают от внутренних конструкций, и она соединяется с ними только на уровне фундаментной плиты. Но это противоречит рекомендации о повышении жесткости здания и несколько увеличивает сейсмические нагрузки на оборудование. Рекомендации о низком размещении ответственного оборудования, понижении высоты центра тяжести здания могут противоречить требованиям технологии, по которым ответственное и тяжелое оборудование необходимо расположить на верхних отметках. В целом, как и любое другое инженерное решение, конструкция здания является результатом поиска оптимума с целью наилучшего удовлетворения противоречивым требованиям.

8.6. Системы активной сейсмозащиты зданий

На протяжении многих лет наряду с методами повышения несущей способности конструкций разрабатываются альтернативный путь обеспечения сейсмостойкости зданий, а именно: путем снижения инерционных сейсмических нагрузок. Этот способ называют мерами активной сейсмозащиты (АСЗ). Подробный обзор данного вопроса имеется в книге [39], поэтому ниже дана лишь краткая характеристика таких мер.

Различают *общую и местную* АСЗ. Первая означает защиту здания в целом, вторая - отдельных конструкций внутри него (части этажа, группы единиц оборудования и т.д.). Принципы их работы и конструктивные решения в основном аналогичны, поэтому ниже будет рассмотрена только общая АСЗ. Ее способы можно условно разделить на четыре группы [39]: *сейсмоизоляция, адаптивные системы, системы с повышенным демпфированием, системы с гасителями колебаний*. Иногда эти способы применяют в комбинации.

8.6.L Сейсмоизоляция

Этот способ заключается в использовании фундамента специальной конструкции, снижающего инерционные сейсмические нагрузки на здание. Попытки создать такой фундамент предпринимались еще в древности: по верху фундамента под стены укладывали мягкие прокладки, устраивали прослойки из чистой глины, камыша. Но количественное обоснование эта идея получила только в 30-х годах нашего века, с появлением спектров отклика [65, 67]. Ее суть поясним с помощью спектра на рис. 2.5.

Увеличивая жесткость здания, можно сместить его собственные частоты в "зарезонансную" область спектра, где кривая понижается. Однако в этом случае при любой частоте здания ускорение не может быгь меньше УНП, т.е. максимального ускорения грунта A_{max}. Если же не повышать, а понижать частоту, то при стремлении ее к нулю ускорение также стремится к нулю. Отсюда возникла идея спроектировать фундамент таким образом, чтобы как можно более понизить собственную частоту здания. Конструкции, обеспе-

чивающие такой способ защиты от сейсмического воздействия, часто называют *системами сейсмоизоляции (ССИ)*.

Предложено множество вариантов конструктивного исполнения ССИ: здания с гибкой нижней частью, различного вида опоры - кинематические, подвесные, скользящие (обзор их достоинств и недостатков имеется в [39], некоторые примеры будут рассмотрены ниже). Однако все ССИ построены общему принципу: фундамент разделяют на две части, одна из которых опирается непосредственно на грунт, а другая служит собственно фундаментной плитой здания; между ними располагается ССИ, обеспечивающая низкую частоту колебаний верхней части.

Но как сказано в гл. 2 [см. (2.2)], хотя при понижении собственной частоты здания абсолютные ускорения (т.е. инерционные сейсмические нагрузки) действительно уменьшаются, но одновременно увеличиваются перемещения по отношению к основанию, которые при сильном землетрясении могут достигать десятков сантиметров. Поэтому либо фундамент должен сохранять несущую способность при больших взаимных перемещениях двух его частей, либо в конструкции ССИ должны иметься элементы, уменьшающие или ограничивающие величину перемещений. Один из способов достигнуть этого - увеличить рассеяние энергии, для чего в ССИ часто включают различные демпферы. Но они в свою очередь "ужесточают" систему, что несколько повышает инерционные нагрузки. В итоге конструирование ССИ сводится к поиску оптимума, обеспечивающего достаточно низкий уровень сейсмических ускорений здания при приемлемых относительных перемещениях двух частей фундамента.

Первой конструктивной реализацией идеи ССИ были здания с гибким первым этажем, которые возводились на длинных податливых колоннах. Но при землетрясениях они обрушивались из-за недопустимо больших взаимных перемещений концов колонн.

Менее чувствителен к величине перемещений фундамент с сейсмоизолирующими фрикционными резино-металлическими опорами. На рис. 8.4,а изображена компоновка одной из АЭС на таких опорах (разработанных фирмой "Спи Батиньоль"). Чтобы избежать больших взаимных перемещений реакторных отделений и расположенного между ними общего машинного зала, связанных трубопроводами, все они возводятся на единой фундаментной плите. Сейсмоизолирующий фундамент состоит из верхней и нижней плит, между которыми и устанавливаются опоры. Нижняя опора содержит подушку из неопрена (синтетического каучука), на торце которой имеется металлическая пластина, контактирующая с пластиной верхней опоры (рис. 8.4,б). При слабом землетрясении здание колеблется на упругих подушках, благодаря чему снижается его собственная частота, но проскальзывание пластин не происходит. При сильном землетрясении к упругим перемещениям добавляется проскальзывание по контакту металлических листов, приводящей к рассеиванию большого количества энергии.

Другой вариант резино-металлической опоры приведен на рис. 8.4,6. Она состоит из чередующихся слоев неопрена и металла. В качестве поглотителя энергии используется свинцовый сердечник, в котором при больших сейсмических колебаниях развиваются пластические деформации.

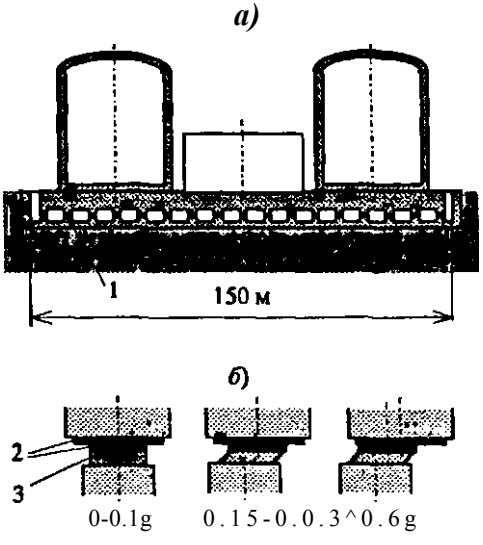


Рис. 8.4. АЭСиасейсмоизолирующих опорах:

а) конструктивная схема; б) работа фрикционной резнно-металлической сейсмоизолирующей опоры (слева направо - в покое, при слабом и сильном толчке); **в)** резнио-металлическая опора со свинцовым поглотителем энергии. 1 - фрикционные опоры; *2* - фрикционные пластины; 3 - упругая подушка (армированный неопрен); *4* - резина; 5 - сталь; б - свинец

8.6.2. Адаптивные системы сейсмозащиты

Теория адаптивных систем сейсмозащиты разрабатывалась в нашей стране начиная с 60-х годов [1]. Их идея сводится к тому, чтобы в процессе землетрясения изменять динамические характеристики конструкции, в результате чего ее собственные частоты "уйдут" из опасного резонансного диапазона, соответствующего преобладающим частотам землетрясения. Этого можно достигнуть двумя противоположными способами: посредством *выключающихся* или *включающихся* связей.

Первые - это специально предусмотренные "слабые" конструктивные элементы (раскосы, панели и т.п.), разрушающиеся при землетрясении. В результате уменьшается жесткость системы, а значит, и ее собственные частоты. Недостатком метода является то, что в целях безопасности разрушенные связи должны быть восстановлены немедленно после землетрясения, что не всегда возможно. Кроме того, частотный состав сейсмических колебаний грунта может изменяться в течение самого землетрясения, и в результате частоты сооружения с выключившимися связями вновь окажутся в диапазоне преобладающих частот воздействия.

Второй тип связей в отсутствие землетрясения в работе конструкции не участвует, а включается только в его процессе при определенной величине перемещений. Это могут быть установленные с

зазором упоры-ограничители и упругие связи, провисающие растяжки и т.п. При их включении жесткость конструкции и частота ее колебаний возрастают. Следует учитывать, что нагрузки на такие связи могут оказаться весьма значительными.

8.6.3. Системы с повышенным демпфированием

Данный способ сводится к введению в конструкцию здания специальных устройств, повышающих рассеяние энергии, что, как известно, приводит к уменьшению сейсмических ускорений системы (см. гл. 2). Такими устройствами могут служить вязкие демпферы различных типов, элементы с повышенной пластической деформацией, фрикционные устройства сухого трения и т.п.

8.6.4. Системы с гасителями колебаний

Динамический гаситель колебаний был предложен в начале этого века, его теория изложена, например, в [53, 55]. Идея гасителя заключается в следующем.

Допустим, что система с одной степенью свободы совершает вынужденные колебания под действием гармонического возмущения с круговой частотой *со* (не совпадающей с частотой системы). Оказывается, что если присоединить к этой (основной) системе вторичную динамическую систему (массу на пружине) с собственной частотой *со,* т.е. настроенную строго в резонанс с возмущением, то колебаться будет только вторичная система, а перемещения первичной будут равны нулю. Если во вторичной системе параллельно с пружиной установлен демпфер, то она обеспечивает уменьшение колебаний (правда, уже не до нуля) при настройке не только строго в резонанс, но и в определенном диапазоне частот около него.

Следует, однако, учитывать, следующее обстоятельство. Теоретически подавления колебаний сооружения можно добиться при сколь угодно малой массе гасителя, но ее перемещения окажутся настолько большими, что реально изготовить упругий элемент такого гасителя невозможно. Поэтому его масса должна быть соизмерима с массой первичной системы. Видимо, по этой причине динамические гасители до сих пор находили основное применение в машиностроении. В последние годы их стали использовать и в строительстве для защиты от ветра и вибраций при работе технологического оборудования, но прежде всего для относительно легких объектов (башен, мачт), хотя есть и примеры установки их на высотных зданиях. Имеются также предложения по осуществлению с их помощью сейсмозащиты.

Кроме динамических, существуют гасители иных типов: ударные, активного типа.

Недостатком этого метода следует считать достаточную сложность таких систем и необходимость их настройки исходя из индивидуальных характеристик объекта.

8.6.5. Некоторые замечания и выводы

Хотя применение АСЗ дня зданий является, безусловно, перспективным направлением обеспечения сейсмостойкости, ио до настоящего времени использование этих систем все же не вышло из стадии отдельных образцов. Тому есть несколько причин.

Большинство устройств АСЗ чувствительно к виду сейсмического воздействия: при определенных значениях его параметров (прежде всего частотном составе) они уменьшают колебания, однако при отклонении от этих значений могут не улучшать, а ухудшать ситуацию. Но при нынешнем уровне развития сейсмологии предсказать параметры землетрясения можно лишь весьма приближенно. Кроме того, они неодинаковы для разных регионов и разных площадок строительства. Наконец, некоторые из устройств (например, динамический гаситель колебаний) настраиваются применительно к динамическим характеристикам самого защищаемого объекта. Все это приводит к тому, что трудно создать универсальное устройство АСЗ, пригодное для всех случаев жизни.

Другая причина ограниченного внедрения систем АСЗ - их достаточная дороговизна. Поэтому для решения о целесообразности их применения следует сопоставить их стоимость с обычными способами обеспечения сейсмостойкости сооружения.

Особо осторожно следует подходить к использованию АСЗ для ядерных объектов. Во-первых, ввиду чрезвычайной ответственности последних особенно актуален вопрос о достоверности исходной сейсмологической информации для рассчета устанавливаемого устройства. Так, многие конструкции АСЗ (например, системы сейсмоизоляции) предполагают развитие больших перемещений, причем их величина очень сильно зависит от характеристик расчетного воздействия (частотного состава, пиковых значений, продолжительности, уравновешенности и т.п.). В то же время допускаемая величина таких перемещений строго ограничена технологическими требованиями: сохранением целостности коммуникаций внутри зданий и между ними, герметичности определенных помещений и т.п. Поэтому, если не доказана высокая степень вероятности реализации именно заданных параметров сейсмического воздействия, то применение АСЗ не повысит, а снизит надежность станции.

Во-вторых, цель установки системы АСЗ - уменьшить сейсмические инерционные нагрузки, и как следствие - материалоемкость здания и затраты на обеспечение сейсмостойкости установленного в нем оборудования. Но при этом необходимо учитывать роль не только сейсмических, но и всех прочих нагрузок и воздействий, заложенных в проект АЭС. Например, при учете удара падающего самолета толщина и армирование защитной оболочки реакторного отделения обычно определяется именно этим, а не сейсмическим воздействием; толщина внутренних конструкций часто задается исходя из требований радиационной защиты, а усилия, развивающиеся в них при аварии, близки к усилиям при МРЗ и т.п. В таких

случаях использование АСЗ практически не даст выигрыша для строительных конструкций. Она, правда, снизит нагрузки на оборудование, т.е. затраты на его усиление с целью обеспечения сейсмостойкости, но и здесь необходимо сопоставить стоимость этого усиления со стоимостью АСЗ. Короче говоря, решение об использовании АСЗ должно приниматься на основе технико-экономического сопоставления вариантов проекта.

В заключение отметим, что хотя в мире и построены несколько АЭС с применением систем АСЗ, все же в большинстве стран, в том числе с высокой сейсмичностью (например, в Японии) предпочитают идти традиционным путем, т.е. посадить АЭС на хорошее (лучше всего скальное) основание и обеспечить сейсмостойкость путем соответствующего усиления строительных конструкций и оборудования.

ГЛАВА 9

СЕЙСМИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ СПЕЦИАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

9.1. Конструкции, взаимодействующие с жидкостью

9.1.1. Влияние жидкости на сейсмические колебания конструкций

Среди сооружений и оборудования промышленных предприятий важное место занимают конструкции, взаимодействующие с жидкостью - сосуды и резервуары различного назначения, элементы систем технического водоснабжения и т.п. При землетрясении происходят совместные колебания такой конструкции с жидкостью, расчет которых называется *задачей гидроупругости*. Она может решаться при достаточно общих предположениях о характере движения конструкции и жидкости [9, 28, 58], но в общем случае такие решения связаны со значительными математическими трудностями и потому в практических расчетах применяются редко. Однако имеются обширные классы задач, для которых исходные уравнения гидроупругости могут быть существенно упрощены. В частности, это возможно при оценке сейсмостойкости конструкций, если интерес представляет прочность и надежность самой конструкции, а не ее влияние на характеристики потока жидкости. При рассмотрении подобных задач наиболее часто применяются следующие исходные допущения:

-колебания системы конструкция-жидкость" предполагаются малыми, благодаря чему уравнения колебаний конструкции и механики жидкости можно линеаризовать;

- жидкость считается идеальной, часто - несжимаемой; при определении гидродинамического давления (и присоединенных масс жидкости) поверхностные волны не учитываются;

- при определении гидродинамического давления на массивные и жесткие сооружения они рассматриваются как недеформируемые (но при этом может быть учтена податливость их основания, опорных закреплений и т.п.);

- при исследовании колебаний упругих конструкций часто принимается гипотеза об идентичности их собственных форм в пустоте и жидкости (что хорошо подтверждается на практике); в результате задача гидроупругости сводится к существенно более простой задаче гидродинамики;

-для конструкции часто применяется какая-либо упрощенная схематизация (стержень, пластина, оболочка).

Существо обычно используемой схемы учета влияния жидкости поясним на примере одномассовой системы без затухания (линей-

ного консервативного осциллятора) [58]. Его вынужденные колебания в пустоте описываются дифференциальным уравнением [см. (1.1)и(1Л5)]

$$mx + \kappa x = -mX_0. \qquad (9.1)$$

При взаимодействии с жидкостью в правой части добавляются члены, отражающие гидродинамическое давление:

$$mx+\kappa x = -mX_0 + P_0 + P_{ш}, \qquad (9.2)$$

где *Ро* - гидродинамическое давление, связанное с переносным движением основания До, а P_e - с упругим перемещением конструкции *х.* Если учитывается только инерционная составляющая, то

$$Po=-Mo*o^{я}> \qquad (9\text{-}3)$$

где *jjo* - коэффициент пропорциональности, называемый *присоединенной массой жидкости*. Он зависит от конфигурации бассейна, условий на границах и т.п. и в общем случае различен для *Ро* и P_e (лишь в данном примере он одинаков).

Подставив (9.3) в (9.2), получим

$$(m+//_0)x+fa=-(m+//_0)jro- \qquad (9.4)$$

Как видим, мы пришли к уравнению вынужденных колебаний осциллятора, масса которого увеличена на величину присоединенной массы жидкости /л. Его собственная круговая частота[1]

$$\sim \quad \Gamma * - \qquad (9.5)$$
$$<y_h = I_{p+PO} = co_i -$$

где *со* - частота колебаний в пустоте [см. (1.3)].

Решение уравнения (9.4) дается интегралом Дюамеля [см. (1.16)]:

$$* \ ) = - -\frac{ZT-J}{"o_0} \quad (г)\sin S_0(f-г)\,dr. \qquad (9.6)$$

Подобно этому можно записать решение и с затуханием.

Если расчет конструкции выполняется по линейно-спектральной теории сейсмостойкости, то инерционную нагрузку находят по формуле, аналогичной (4.18):

(9Л)

где частота / обычным образом вычисляется через круговую частоту S_0 [см. (МО)]; прочие обозначения те же, что выше и в (4.18).

[1] Здесь и далее волной отмечены величины с учетом влияния жвдкости.

Если F_c - инерционная сейсмическая нагрузка при колебаниях в пустоте, вычисляемая согласно (4.18), то, как легко видеть, она связана с нагрузкой с учетом влияния жидкости соотношением

$$\tilde{F}_c = F_c\left(1+\frac{\mu_0}{m}\right)\frac{S_a(\tilde{f},\zeta)}{S_a(f,\zeta)}. \qquad (9.8)$$

Из рассмотренного простейшего примера видно, что при взаимодействии осциллятора с жидкостью расчет его колебаний выполняется в целом так же, как и при движении в пустоте, но с увеличением массы на величину присоединенной массы жидкости. Эта добавка сказывается двояко: во-первых, приводит к понижению собственной частоты конструкции и, во-вторых, увеличивает ее расчетную массу при вычислении инерционной сейсмической силы.

В работе [58] показано, что если воспользоваться гипотезой об идентичности собственных форм конструкции в пустоте и жидкости, то и дня дискретных или континуальных систем можно построить простые приближенные выражения, аналогичные выражениям типа (4.26) и (4.27) для случая колебаний "сухой" системы.

Так, для дискретной системы к ее матрице масс [M\ добавляется матрица присоединенных масс жидкости [//o], элементы которой зависят от тех же факторов, что и /л в формуле (9.3) (их значения можно найти в книге [58]). Собственные частоты coj находят из решения задачи о свободных колебаниях системы с матрицей масс ([АЛ]+[//o]). При расчете по линейно-спектральной теории сейсмостойкости вектор инерционных сейсмических нагрузок по j-й собственной форме равен

$$\{\tilde{\quad} \quad g \quad A_m \quad 4 \quad т \quad ч \quad \tilde{M} \quad C \quad \}, \qquad (9.9)$$

где

$$\{\tilde{\eta}_j\} = \{\phi_j\}\tilde{\Gamma}_j; \qquad (9.10)$$

$\{\phi_j\}$ - j-я собственная форма "сухой" системы; $\tilde{\Gamma}_j$ - коэффициент ее участия (с учетом жидкости):

$$\tilde{\Gamma}_j = \frac{\{\phi_j\}^T([M]+[\mu_0])\{\phi_j\}}{\{\phi_j\}^T[M]\{\phi_j\}}. \qquad (9.11)$$

Нагрузка $|\mathbf{f}_{c;}\}$ связана с аналогичной нагрузкой для "сухой" системы $|\mathbf{f}_{cj}|$ зависимостью

где I) - коэффициент участия "сухой" системы, вычисляемый согласно (1.44).

Подобно этому$_9$ для континуальной системы, например, балки длиной *H* с погонной массой *m(x)*, инерционная нагрузка по *j-й* собственной форме равна:

$$? * (*) = H^{x}) \wedge A^{x})^{A} ш \wedge_{a} (7 , c) , \qquad (9.13)$$

где

$$4J(^{X}) = *JWJ> \qquad <^{914})$$

$$Г'j = -p-J[m(x)+//(x)]\wedge(x)dr; \qquad (9.15)$$

Ф$_3$ (x) -7-я собственная форма; - квадрат ее нормы [см. (1.57)]; */л(х)* - присоединенная масса жидкости.

Сейсмическая нагрузка $g_{cj}(x)$ связана с нагрузкой для "сухой" системы $g_{cj}(x)$, вычисляемой согласно (4.27), зависимостью, аналогичной (9.12):

В двух следующих пунктах приведены примеры определения гидродинамического давления на сооружения и конструкции АЭС.

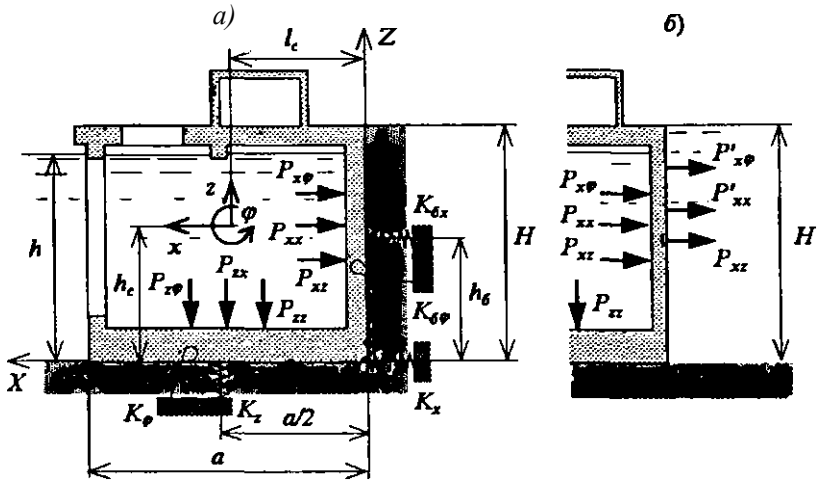
9.1.2. Расчет блока береговой насосной станции

Насосные станции являются весьма ответственными элементами АЭС, задачей которых является бесперебойное снабжение реакторной установки водой во время аварии, без чего произойдет расплавление активной зоны реактора. Поэтому их относят к I категории сейсмостойкости и рассчитывают на МРЗ.

Береговая насосная станция - это массивное и жесткое сооружение сложной геометрической конфигурации, взаимодействующее при колебаниях с жидкостью. На рис. 9.1 представлены расчетные схемы двух таких станций: заглубленной в береговой откос (рис. 9.1 ,*а)* и расположенной на расстоянии от него (рис. 9.1,6).

Будем схематизировать насосную станцию в виде абсолютно твердого тела с массой т и центральным моментом инерции /$_c$. Оно совершает колебания в плоскости чертежа под действием сейсми-

ческих колебаний основания, заданны двумя компонентами акселерограммы - горизонтальной и вертикальной $Z_0(r)$.



Р и с. 9.1. Расчетные схемы береговых насосных станций:
а) заглубленная в береговой откос; б) отдельно стоящая

Движение здания описывается системой дифференциальных уравнений

(9.17)

Здесь {и} - вектор перемещений:

И - (9.18)

где *x* и *z* - горизонтальное и вертикальное перемещения центра тяжести С; *q>* - угол поворота; *[M]* - диагональная матрица масс, *Mu=M22=*т, ЛЛз=/**с;** *[K]* - матрица жесткостей:

$$[K] = \begin{matrix} KQ_x{}^{+}Kfa & 0 & -h_cK_{0z}+(л_ь-л_c)к_{бx} \\ O & Ko, & Ъ\,\hat{}\,-a/г)^2 \\ -ЛДo_2+(Лб-Л_c)\hat{} & Ko\hat{}-a/2)^2 & K\hat{}tf+K_{0г}(1_c-a/2)^2+ \\ & & +K_{бx}(h_б-h_c)^2+K_{09}+K_{бv} \end{matrix} \quad (9.19)$$

где K_{0x}, $K_{0г}$ и K_{0p} - коэффициенты жесткости основания, вычисляемые по формулам гл. 6; *К^* и $K_{б<p}$ - коэффициенты жесткости боковой засыпки (для схемы на рис. 9.1,а). При наличии между бе-

регом и сооружением водонасыщенной засыпки, подверженной разжижению, ее в первом приближении можно рассматривать как жидкость (рис, 9.1,6), т.ехчитать $К^ = К_{бя>} =0$.

Векторы $\{J_x\}$ и $\{J_Z\}$ в уравнении (9.17) имеют вид

$$M- \qquad (9.20)$$

[Р] - матрица газодинамических давлений:

$$M- \begin{matrix} p_{xx} & p_x & 1 \\ p_a & p_г & p \\ A/_x & A/_z & M_v \end{matrix} \qquad (9.21)$$

где $P_{JN,}$ P_{XZT} P_{Xy} - горизонтальные составляющие равнодействующих сил гидродинамического давления, отвечающие горизонтальным, вертикальным и угловым колебаниям сооружения; P_{ZXy} $P_{,,y}$ $P_{Гy}$ - вертикальные составляющие; $M_{x\%}$ $M_{,,}$ $Ы_9$ - соответствующие моменты гидродинамического давления. Если, как обычно, учитывать только инерционные (т.е. пропорциональные ускорению) составляющие гидродинамического давления, то элементы матрицы (9.21) можно представить в виде

$$=-/*«(*+*<>)'. \quad /'_{Я[}=-//_в(г+2_0); \quad P_{яy}=-м_рФ \quad \text{и т.д.;}$$

$$M_x = \quad +Я_{xг}{}^{\wedge}{}_{xx})(x+X_0) \quad \text{и т.д.,} \qquad (9.22)$$

где и т.д. - элементы матрицы присоединенных масс жидкости [//]; $/_c$; $H\,{}^{\wedge}\,h\,{}^{\wedge} - h$ » и т.д. (см. рис. 9.1,а).

В результате система (9.17) принимает вид

(9.23)

где $\{p_x\}$ и $\{/i_г\}$ - векторы, совпадающие соответственно с первым и вторым столбцами матрицы [//].

Как было сказано в п. 9.1.1, выражения для составляющих гидродинамического давления (или элементов матрицы присоединенных масс жидкости [//]) в общем случае зависят от формы колебаний, геометрии занимаемой жидкостью области, условий на границах и т.д. Если предположить, как это обычно делается при расчете массивных и жестких конструкций, что собственные формы сооружения в пустоте и жидкости идентичны (см. п. 9.1.1), то для расчетных схем на рис. 9.1 выражения для $Р_т$ $Р^$ и т.д. могут бьгть определены на основе известных решений плоской задачи гидродинамики дня прямоугольника и полубесконечного слоя при поступательных и вращательных колебаниях граничных поверхностей [58].

Например, для схемы на рис. 9.1,а гидродинамическое давление воды на вертикальную стенку при горизонтальных колебаниях определяется формулой Вестергарда:

$$p\{z,t) = \backslash_{P0} h(x_{+} X_0) \pm 4 \; s \; i \; n \; \hat{} \; i \; . \qquad (9.24)$$

Соответствующие равнодействующие сил гидродинамического давления равны:

$$M_{щ} = P\text{«}(Л_C - 0.41A) - P\text{«}(/_c - 0.33a) \; , \qquad (9.25)$$

где *ро* - плотность жидкости; b - размер сооружения, перпендикулярный плоскости чертежа. Для схемы на рис. 9.1,6 необходимо учитывать также давление воды справа:

$$P\hat{} = 054 p'_0 H^2 b(x + X_Q)\backslash \qquad 0; \qquad M_{щ} = P\hat{}(h_c - 0.41Я). \quad (9.26)$$

При вертикальных и вращательных колебаниях формулы аналогичны [58].

Определив все элементы матрицы [Р] (или [и]), можно рассчитать вынужденные колебания насосной станции (например, для нахождения поэтажных акселерограмм и спектров отклика - см. гл. 7), проинтегровав систему (9.23) каким-либо прямым пошаговым методом. Эти же уравнения используют для вычисления собственных частот конструкции и последующего ее расчета по линейно-спектральной теории сейсмостойкости (гл. 4). Для этого надо приравнять правые части нулю и принять допущение об идентичности собственных форм конструкции в пустоте и жидкости. Отметим, что матрица [/i] недиагональна, но при вычислении собственных частот недиагональными членами можно пренебречь.

Таблица 9.1. Собственные частоты *fj* и векторы {*Т*]**j**} без учета н с учетом взаимодействия конструкции с жидкостью

№ собственной формы		1	2	3
Собственные частоты, Гц		10.36	17.71	27.74
		8.13	15.63	25.64
Векторы {ify} (в числителе - без учета, в знаменателе - с учетом взаимодействия с жидкостью)		7.679-1	2.003-10"^{3}	2.259-10"^{1}
		8589-10~^{1}	2.514-10""^{3}	1.385- Ю"^{1}
	Vl2	4.312-10"^{2}	-4.471-10"^{2}	1.948-10"^{2}
		4.043- 1(Г^{2}	-5.833-10~^{2}	1.796-10"^{2}
	Ъз	4.363*1(Г^{2}	-4.183-10^{-5}	-4.339-10""^{2}
		4.539-10"^{2}	-L596-10^{тм4}	-4.526-10~^{2}

В качестве примера в табл. 9.1 дано сопоставление собственных частот fj и векторов {ij} для насосной на рис. 9.1,6 при горизонтальном движении основания, найденных с учетом и без учета присоединенных масс жидкости (в матрице [и] недиагональные члены были отброшены). Векторы вычисляются по формулам (1-44) и (1.47), где при учете влияния жидкости матрица масс равна [A/J+l/il, а без учета - [M]. Напомним, что этим векторам пропорциональны инерционные сейсмические нагрузки на сооружение [см. (4.26)]: их первый и второй элементы представляют собой соответственно горизонтальное и вертикальное абсолютные ускорения центра тяжести, а третий - угловое ускорение сооружения.

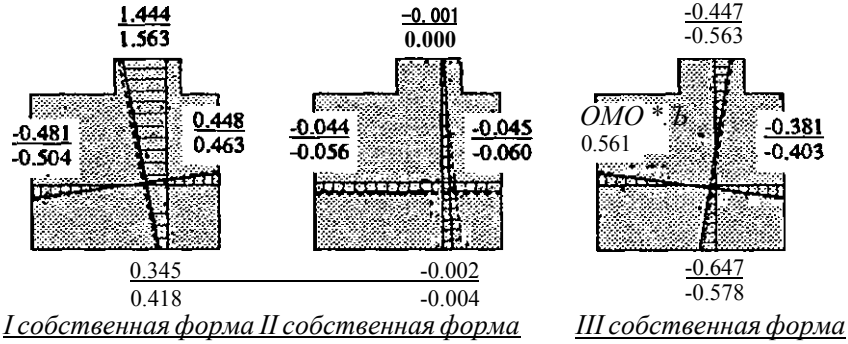


Рис. 9.2. Эпюры распределения сейсмических ускорений: в числителе и сплошными линиями - с учетом, в знаменателе - без учета влияния воды

Ускорения в произвольной точке конструкции с координатами (х, г), отвечающие *j-й* собственной форме, равны:

$$* = Iji^{+\ f} \ ?\ \ j\ \ I\ \ j\ \ i + \text{»}7\text{>з}(*\text{-}/c) \bullet \qquad (9\text{-}27)$$

Эпюры этих ускорений показаны на рис. 9.2.

9.1.3. Расчет затвора бассейна хранилища отработавшего топлива

Отработавшее топливо, извлеченное из ядерного реактора (тепловыделяющие элементы, или ТВЭЛы), выдерживается в хранилище на АЭС в специальных гидроемкостях (бассейнах), где они устанавливаются в стеллажи под слоем воды. Загрузка ТВЭЛов в бассейн происходит через проем в его стенке, соединяющийся с транспортным коридором, который на время загрузки заполняется водой до того же уровня, что и бассейн. Все остальное время коридор осушен, а проем в стенке бассейна закрыт специальным уплотненным по контуру затвором. Утечка воды из бассейна не допускается, в связи с чем необходима проверка прочности затвора при землетрясении.

Конструкция затвора показана на рис. 9.3,а. Он представляет собой оребренную пластинку, шарнирно опертую по боковым и нижней сторонам. В его верхней части имеется жесткая балка, опирающаяся на стенки проема, поэтому для простоты примем, что пластинка шарнирно оперта и по этой стороне. Основной расчетный случай - когда жидкость находится с одной стороны затвора.

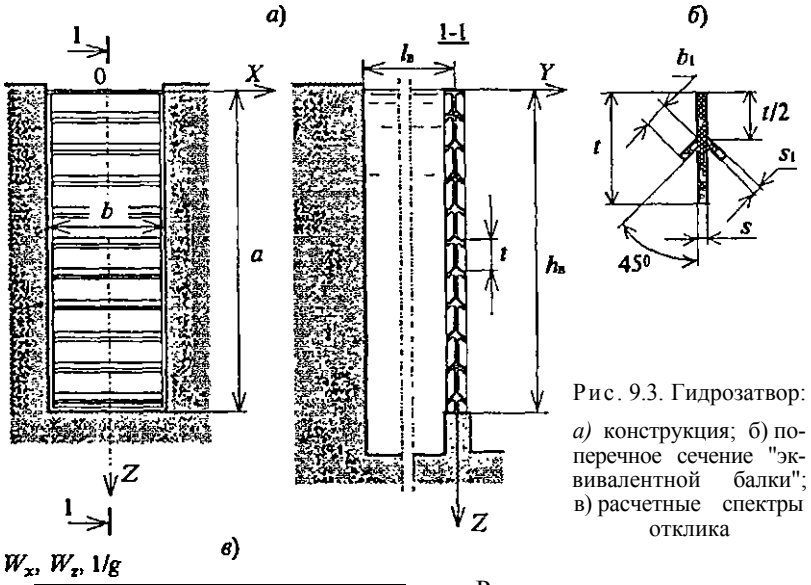


Рис. 9.3. Гидрозатвор:

а) конструкция; б) поперечное сечение "эквивалентной балки"; в) расчетные спектры отклика

Размеры затвора: ширина *Ъ-2* м, высота а=7 м; толщина стенки j=25mm, ребра Ji=20 мм, шаг ребер /=0,8 м. Ширина бассейна /$_в$-4,3м, глубина перед затвором h_B~l м (для простоты она принята равной высоте затвора, хотя реально он всегда немного возвышается над водой).

Прежде всего необходимо определить собственные частоты и формы сухого затвора. Как будет показано ниже, в рассматриваемом случае достаточно знать только первую частоту, которую при заданном соотношении размеров затвора можно с достаточной точностью определить как собственную частоту эквивалентной шарнирно опертой балки, вырезанной между ребрами. Ее поперечное сечение показано на рис. 9.3,6; момент инерции сечения /=0.12x10^4 м^4; погонная масса //=190кг/м; длина /=2м; модуль упругости материала £=2.1x10^{11} Па. Частота определяется по формуле (1.57), где Я\=я(си. табл. 1.1), и равна ея=284 рад/с (/i=45.2 Гц).

С учетом влияния жидкости *j-я* собственная частота определяется по формуле (9.5), которая в обозначениях настоящего параграфа имеет вид (здесь, как и прежде, значения с учетом влияния жидкости отмечены волной):

$$^{7}> = \frac{f_{t}}{} \qquad (9\,28)$$

где № - масса единицы площади "сухой" пластинки (в нашем случае /1=240 кг/м^2); Jij - осредненная присоед иненная масса воды:

(9-29)

Здесь *р** - плотность водах (рь=10^3 кг/м^3); Ив - глубина вода перед затвором (в нашем случае Лв=а=7.1 м); c_j - коэффициент присоединенной массы (для первой собственной частоты и шарнирно опертой плиты с заданным соотношением размеров 9=0.43 [58]); у/ - коэффициент, учитывающий ограниченность длины резервуара (при //Лв= =0.6 он равен у/=0.58 [58]).

Подстановка всех этих значений в (9.28) и (9.29) дает для первой собственной частоты /л®= 1770 кг/м^2 и /iв=15.6 Гц, Отметим, что учет вода привел к понижению первой частоты втрое. В результате она переместилась из диапазона /, >/унп, где можно пользоваться статической теорией сейсмостойкости, в диапазон f_x </унп, где должна учитываться динамика конструкции.

При определении сейсмических инерционных нагрузок на пластинку примем допущение об идентичности ее собственных форм в пустоте и жидкости (см. п. 9.1.1). Тогда нагрузка, отвечающая колебаниям пластинки по *j*-й собственной форме, равна [сравни с формулой (4.27) для стержня]:

$$gj(x_9z) = gvw_{xj}rjj(x,z). \qquad (9.30)$$

Здесь в качестве W^ обозначено произведение:

$$^{} = A^{x}{}_{m\,\&}\, S : (f_{j\,t}\, C\, i], \qquad (9.31)$$

где S* {fj>Gj)~ значение спектра отклика при j-х собственной частоте и затухании, а A^ - пиковое значение горизонтального ускорения; расчетная кривая W^ изображена на рис. 9.3,е.

Функция *rjj{x9z)* представляет собой *j*-к> нормированную собственную форму [сравни с (1.59)]:

где *4>j(x%z)* - собственная форма; Г; - нормирующий множитель ('•коэффициент участия"), вычисляемый по формуле, аналогичной (1.60), но с учетом влияния воды. При вычислении Г, следует использовать не осредненную присоединенную массу жидкости J1j, как в (9.28), а ее зависимость от координат *jlj(x,z):*

$$-i\pounds L \qquad (9.33)$$

W

Представим этот интеграл в виде суммы

$$\Gamma- =\Gamma-+\Gamma^* \qquad (9.34)$$

где Гу вычисляется, как д ля "сухой" пластинки:

$$\begin{array}{l} {}^{\wedge}4>j(x_y z)dxdz \\ \\ ' \quad \backslash^{\wedge})\{x,z]dxdz \quad ' \\ W \end{array} \qquad (9.35)$$

(масса //=const, поэтому она вьшесена из-под интегралов в числителе и знаменателе и сокращена); Г* - добавка, учитывающая влияние воды:

$$\Gamma_{)}^* = И \underset{M}{\overset{}{\int}} u\backslash\backslash\phi)\{x,2)ax<Ь \qquad (9.36)$$

Присоединенную массу воды можно определить, пренебрегая для простоты податливостью пластинки. При горизонтальных колебаниях резервуара с абсолютно жесткими стенками:

$$ft =pshBy/R(z), \qquad (9.37)$$

где все обозначения, кроме *R(z),* прежние; функция *R(z)* - эпюра распределения присоединенных масс жидкости (табл. 9.2).

Таблица 9.2. **Значения эпюры присоединенной массы жидкости** *R(z)* **[46]**

z/h Ц 0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
-.ОД i °	0.23	0.36	0.47	0.55	0.61	0.66	0.70	0.72	0.74	0.74

Первая собственная форма шарннрно опертой пластинки имеет вид:

$$\boldsymbol{\phi}_x(\text{г}) = \text{s i n} \text{ — } \text{»} \qquad (9.38)$$

где a, b - ее размеры (см. рис.9.3).

Подставляя (9.37) и (9.38) в (9.35) и (9.36), после несложных выкладок получим

$$\text{г}, \qquad (9.39)$$

$$n$$

$$= \qquad Ttfi \qquad (940)$$

Подстановка численных величин дает значение коэффициента участия для первой собственной формы: Г, =17.66. Спектральное ускорение прн первой собственной частоте /, =15.6 Гц равно W_{xX} =4.9 (см. [рафик на рис. 9.3,в).

Подставив все найденные численные величины в формулу (9.30), получим следующее окончательное выражение для сейсмической инерционной нагрузки (кПа), отвечающей колебаниям затвора по первой собственной форме:

$$\partial_x(x,z) = 2043\text{siny}\,\text{siny}. \qquad (9.41)$$

Оценим вклад в сейсмическую нагрузку высших собственных форм. Прежде всего отметим, что все собственные частоты, начиная со второй, больше частоты /укп, т.е. для них спектральное ускорение имеет постоянное значение W^* = 1.42. Поэтому вклад высших форм можно оценить с помощью соотношения, аналогичного (1.61), которое при учете взаимодействия с водой приобретает вид

$$= \qquad (9.42)$$

$$/=\text{i} \qquad **$$

Обозначим через сумму всех коэффициентов, начиная со второго:

$$\text{ОО}$$

$$\text{У=2}$$

Из (9.42) следует, что

$$7j'(x,z) = \text{i} + \text{M f}\hat{}) \qquad (9.44)$$

$$№$$

С использованием этих обозначений суммарная инерционная сейсмическая нагрузка по высшим формам (кПа) равна

$$?*(x,z) = gMc^{W}xV*\{*>z) = 3\text{-}34\text{^}1 + 17.16*(z) - 17.66 sinysinyj. \quad (9.45)$$

Горизонтальная нагрузка на затвор, создаваемая вертикальными сейсмическими колебаниями бассейна, равна избыточному давлению воды:

(9.46)

где $W* = 0.6$ - значение спектра отклика W_2 на его горизонтальной части (индекс "z" в обозначении нагрузки показывает не ее направление, а компоненту сейсмического воздействия, которой она вызвана). Подставив числа, найдем: $д_2(x, z) = 5880z$, кПа (рис. 9.3,в).

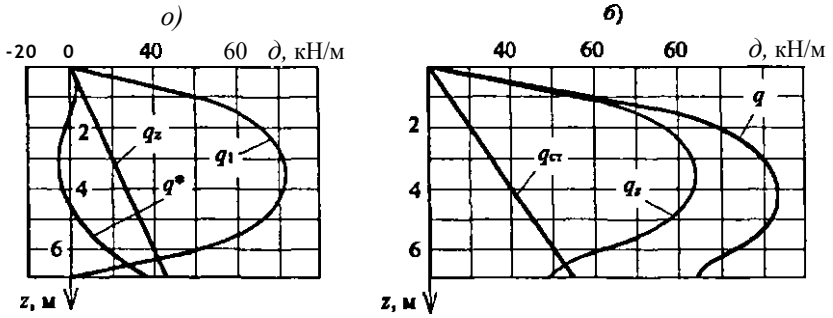


Рис. 9.4. Нагрузки от гидрозатвора на строительные конструкции:

а) сейсмические нагрузки *(д\ъ д** - от горизонтальной компоненты воздействия по первой и высшим собственным формам; $д_x$- от вертикальной компоненты); б) расчетная сейсмическая *(д,),* гидростатическая (дет) и суммарная *(д)* нагрузки

С использованием найденных сейсмических нагрузок можно проверить прочность затвора, определить нагрузки на строительные конструкции и т.п. В качестве примера на рис. 9.4,а приведены нагрузки от затвора на строительные конструкции, отвечающие разным собственным формам и направлениям воздействия. На рис. 9.4,6 показаны суммарные сейсмические нагрузки, вычисленные по методу ККСК [см. п. 4.5.4 и обсуждение формулы (4.50)], на!рузки от гидростатики и, наконец, суммарные расчетные нагрузки от воды.

9.1.4. Конструкции, погруженные в жидкость

Иногда внутри резервуара располагаются конструкции (оборудование, трубопроводы, колонны и т.п.), пщруженные в жидкость, влияние которой необходимо учитывать при определении действующих на них сейсмических инерционных нагрузок. В практических

расчетах это обычно делается путем прибавления к массе конструкции присоединенной массы жидкости М, составляющей долю массы жидкости Мо, вытесненной погруженной частью конструкции:

$$M = £A/_0. \qquad (9.47)$$

Для элемента, погруженного в неограниченный объем жидкости (т.е. если его диаметр значительно меньше горизонтального размера резервуара), значения £ вычисляются по табл. 9.3 и рис. 9.5 и 9.6.

Таблица 9.3. Коэффициенты присоединенной массы жидкости £ для элементов, погруженных в неограниченный объем жидкости [30]

Форма элемента	Направление колебаний	Значение £
Длинный цилиндр *(l>Sd)*	Перпендикулярно оси	1.0
Короткий цилиндр *(l<Sd)*	То же	См. рис. 9.5
Пакет цилиндрических стержней	То же	См. рис. 9.6
Сфера	Произвольное	0.5

Обозначения: I - длина погруженной части; *d* - диаметр
£

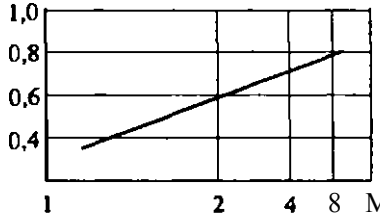


Рис. 9.5. Коэффициент £ для определения присоединенной массы жидкости при колебаниях одиночного цилиндрического стержня в безграничном объеме жидкости [30]

/, d - те же, что в табл.9.3

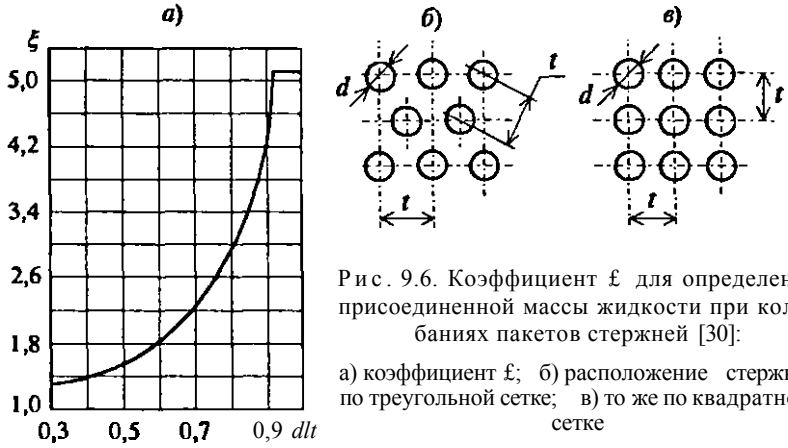


Рис. 9.6. Коэффициент £ для определения присоединенной массы жидкости при колебаниях пакетов стержней [30]:

а) коэффициент £; б) расположение стержней по треугольной сетке; в) то же по квадратно Г: сетке

Если зазор между погруженным элементом и стенками мал, то присоединенная масса жидкости очень велика (теоретически при стремлении зазора к нулю она становится бесконечной). Это при-

водит к резкому снижению собственной частоты элемента. Коэффициент присоединенной массы £ вычисляется согласно рис. 9.7.

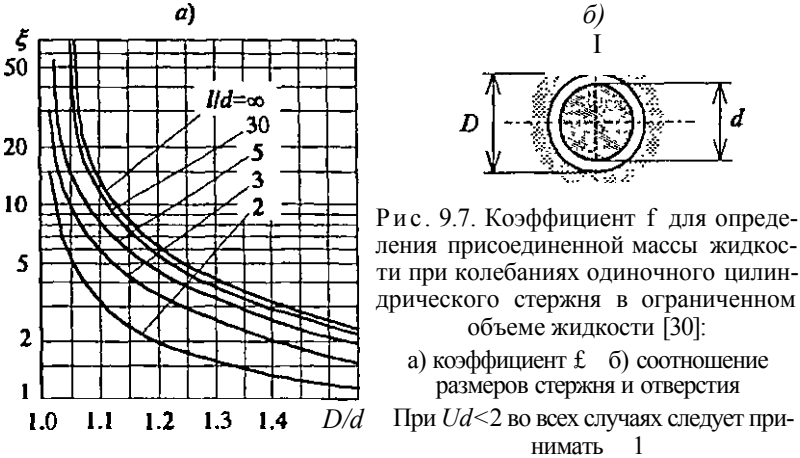


Рис. 9.7. Коэффициент f для определения присоединенной массы жидкости при колебаниях одиночного цилиндрического стержня в ограниченном объеме жидкости [30]:

а) коэффициент £ б) соотношение размеров стержня и отверстия

При $Ud<2$ во всех случаях следует принимать 1

9.2. Резервуары с жидкостью

9.2.1. *Предварительные замечания*

Резервуары с жидкостью широко применяются на промышленных объектах. Они могут отличаться по конструктивному исполнению (к примеру, тонкостенный металлический резервуар или полость в железобетонной строительной конструкции), технологическому назначению и условиям эксплуатации, располагаться на грунте или на одной из отметок здания и проч. Но все они могут быгь объединены методами расчета на сейсмическое воздействие, поскольку для них должно учитываться влияние жидкости.

Как было сказано в п. 9.1.1, наличие жидкости приводит к изменению собственных частот и форм конструкции по сравнению с колебаниями в пустоте, дополнительному гидродинамическому давлению на стенки и дно резервуара. При этом для тонкостенных резервуаров гидр о данический расчет может оказаться основным, поскольку масса заполняющей жидкости значительно превосходит массу самого резервуара. В некоторых случаях необходимо также оценить высоту возникающей при колебаниях поверхностной волны (во избежания выплеска из резервуара, удара в крышку, обнажения погруженных в жидкость элементов оборудования и т.п.).

Таким образом, задача сводится к расчету различных гидроупругих систем, моделирующих резервуар, на сейсмическое воздействие, заданное акселерограммами или спектрами отклика (для определенности будем считать, что это ПА и ПС). В настоящее время имеется обширная литература по динамике и сейсмостойкости резервуаров, применяющихся в самых различных областях техники (см., например, [9, 28, 58], где имеется соответствующая библиогра-

фия). Многие из этих подходов можно использовать и для оценки сейсмостойкости резервуаров на АЭС.

В зависимости от соотношения жесткостей самого резервуара и его опорной конструкции, а также от преобладающих частот воздействия могут использоваться следующие расчетные модели:

- жестко закрепленный недеформируемый резервуар (пренебрегают податливостью как самого резервуара, так и его опоры);

-недеформируемый резервуар на податливой опорной конструкции (жесткость резервуара намного больше жесткости опоры);

- упругий резервуар (на опорной конструкции или без нее), рассматриваемый как некоторая континуальная, дискретная или комбинированная система (стержень, оболочка, дискретная система).

В зависимости от того, имеет жидкость свободную поверхность или находится под давлением, для описания ее движения используются разные расчетные модели. Основная часть имеющихся гидродинамических решений получена для недеформируемых резервуаров простейшей геометрической формы (круговой цилиндр, прямоугольный параллелепипед и т.п.) применительно к малым колебаниям идеальной несжимаемой жидкости со свободной поверхностью. Если такой резервуар жестко закреплен, то эти решения сразу дают необходимые для его расчета гидродинамические величины: давление на стенки и дно, высоту поверхностной волны. Их получение является необходимым этапом и при учете упругой податливости резервуара, т.е. при решении задачи гидроупругости.

Для распространенной расчетной мод ели недеформируемого резервуара на податливой опоре (при наличии свободной поверхности жидкости) расчет на ПС производится в следующем порядке:

- определение собственных частот системы "резервуар-опора" с учетом присоединенной массы жидкости (в первом приближении на данном этапе можно включить ее полную массу);

- вычисление инерционных и гидрод инамических (т.е. сейсмических) нагрузок на стенки, дно и опорную конструкцию;

- проверка прочности самого резервуара и его опоры при действии статических и сейсмических нагрузок;

- оценка высоты волны в резервуаре.

Ниже приведены формулы для определения сейсмического гидродинамического давления и высоты волны в жестких резевуарах, имеющих форму параллелепипеда и прямого кругового цилиндра с вертикальной осью.

9.2.2. *Прямоугольный резервуар*

На рис. 9.8 изображен прямоугольный резервуар шириной L, заполненный на глубину Л жидкостью с плотностью р. Полное гидродинамическое давление $p_Л$ на его стенки и дно равно:

$$Р_Д = Р^{(x)+} Р^{(r\backslash} \qquad (9.48)$$

где р^ и р^ - компоненты давления, вызываемые соответственно горизонтальной и вертикальной составляющими возмущения.

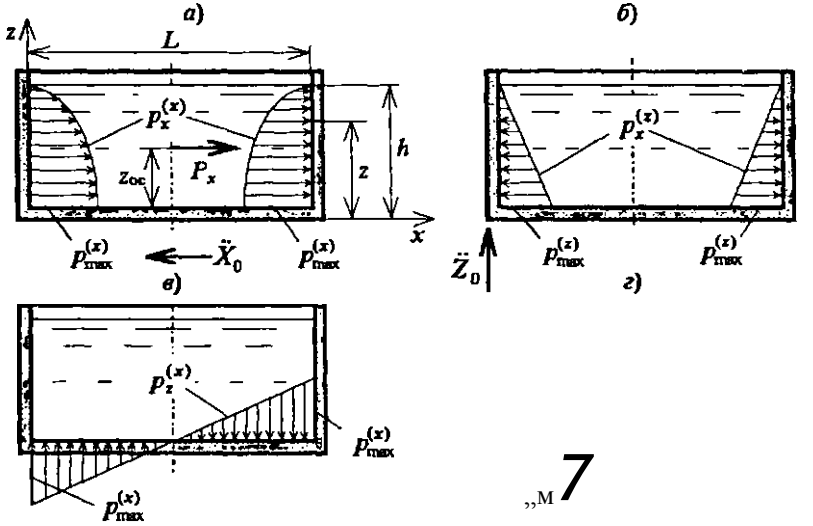


Рис. 9.8. Распределение сейсмического гидродинамического давления в прямоугольном резервуаре:

а) на стенки от горизонтальной компоненты землетрясения; б) то же от вертикальной компоненты; в) на дно от горизонтальной компоненты; *г)* то же от вертикальной компоненты

-Если пиковое значение горизонтальной компоненты сейсмического воздействия равно (в долях g), то компонента р^ распределена по стенкам, перпендикулярным направлению воздействия, согласно закону (здесь и ниже верхний индекс в скобках обозначает направление сейсмического воздействия, а нижний - направление соответствующей компоненты давления):

$$Pi^{x)} = PgLA\hat{}lk_l(z_0,h_0), \tag{9.49}$$

где *zo* и Ло - безразмерные параметры:

$$zo=z/h; \qquad ho=h/L; \tag{9.50}$$

ki(zo9ko) - эпюра гидродинамического давления:

$$\text{к}\left(_2 \quad / \text{л} - \frac{1}{2} \frac{\text{L}}{*} \; {}_{2}\text{y}, \; \frac{\text{ç h}}{\text{T}} \frac{\text{M o z o}}{\text{T}} \right) , \tag{9.51}$$

Графики зависимости *k\{zo,ho)* изображены на рис. 9.9.

По боковым стенкам и дну давление распределено линейно (см. рис. 9.8,в, где показано давление на дно). Если ускорение направ-

лено справа налево, то гидродинамическое давление на правую стенку положительно, а на левую - отрицательно, и наоборот. Полное давление в резервуаре равно сумме гидростатического и гидродинамического давления. Все рассматриваваемые формулы справедливы, пока в любой точке резервуара эта сумма положительна.

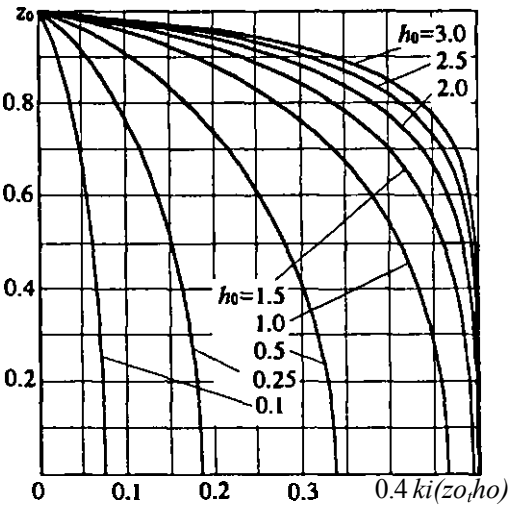
Равнодействующая горизонтального гидродинамического давления равна

$$P_x = g / \wedge £ 2 A . \quad (9\text{-}52)$$

где тж - полная масса жцдкосги в резервуаре. Безразмерная высота точки приложения этой силы

$$z \quad - \wedge - к \quad (9.53)$$

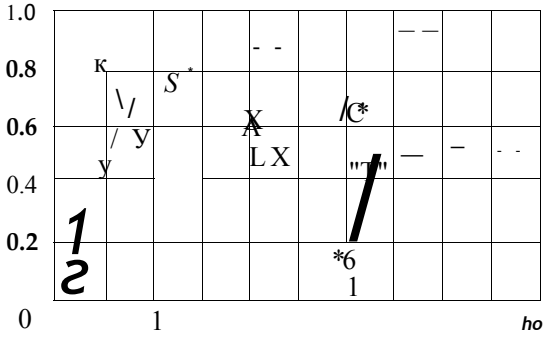
Коэффициенты *кг* и *къ* показаны на рис. 9.10.



Р н с. 9.9. Форма эпюры сейсмического гидродинамического давления &i(zo,/io) в прямоугольном резервуаре при горизонтальном сейсме

При вертикальном возмущении с пиковым ускорением А^ (в долях *g)* гидродинамическое давление распределено по стенкам линейно, по дну - равномерно (рис. 9.8,б,г). Его максимальное значение (у дна)

$$P \wedge l - P g \wedge l h . \quad (9.54)$$



Р н с. 9.10. Коэфнцненты для определения величины и координаты точки приложения равнодействующей сейсмического гидродинамического давления:

——— прямоугольный резервуар

круглый резервуар

Если одновременно учитываются три компоненты сейсмического воздействия, то полное значение гидродинамического давления с запасом получается путем алгебраического суммирования соответствующих компонент давлений. Более точно величину полного дав-

ления можно получить одним из методов, рассмотренных в п. 4.5.4. Это давление должно суммироваться с гидростатическим:

$$pcr=pg(h-z). \qquad (9.55)$$

Высоту волны можно вычислить, располагая спектром ускорений S_{ax}. Она достигает максимума $dm*x$ у стенок резервуара:

$$d_{\max} = \frac{4L}{\pi^2} A_{\max}^{(x)} \sqrt{\sum_{n=1,3,\ldots}^{\infty} \frac{1}{n^4} \left[S_{ax}(\omega_n)\right]^2}\ , \qquad (9.56)$$

где $S_{ax}(co_n)$ - значение спектра ускорений, соответствующее л-й круговой частоте свободных колебаний жидкости:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{g\pi n}{L} \operatorname{th}(\pi n h_0)}\ . \qquad (9.57)$$

Ряд под корнем в формуле (9.56) быстро сходится, и обычно для оценки высоты волны достаточно удержать лишь несколько первых или даже один первый его член. Эксперименты также подтверждают, что колебания жидкости по высшим собственным формам, как правило, не возбуждаются.

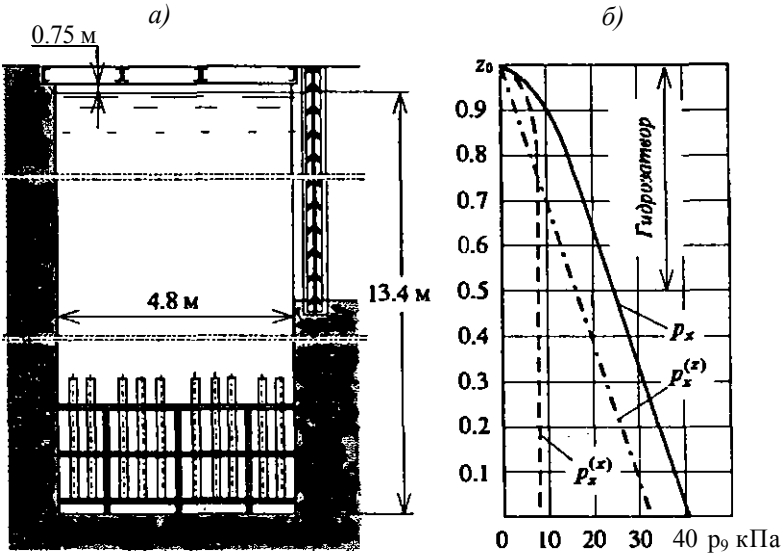
9.2.5. *Расчет бассейна выдержки отработавшего топлива*

Ниже приведен пример расчета сейсмического гидродинамического давления и высоты волны в прямоугольном бассейне, предназначенном для выдержки отработавшего топлива, находящемся в реакторном отделении АЭС с реактором ВВЭР (рис. 9.11). Размеры бассейна: глубина й=13.4 м; ширина (поперек длинных стен) /= =4.8 м. Плотность жидкости р=1000 кг/м^3 (вода).

Рассмотрим горизонтальные колебания поперек длинных стенок бассейна (в них имеются проемы, закрытые затворами, через которые производится загрузка и выгрузка ТВЭЛов в том же порядке, который описан в п. 9.1.3). Сейсмическое воздействие задано спектрами отклика на рис. 10.1. Поскольку бассейн представляет собой полость в строительных конструкциях, он считается абсолютно твердым телом, и спектральные ускорения принимаются равными значениям на правом конце, т.е. $S* = S* = 1$. Пиковые значения сейсмических ускорений A^ = 0.3g; A^ = 025g.

Распределение гидродинамического давления воды р^ на стенку за счет горизонтального сейсмического воздействия вычисляется по формуле (9.49), а давление за счет вертикального сейсма - согласно (9.54). Эпюры этих составляющих давления и суммарное давление показаны на рис. 9.11,6. Их максимальные значения (у дна) составляют соответственно 7.1, 33.5 и 40.6 кПа.

Определим высоту волны в бассейне Апах. Прежде всего вычислим по формуле (9.57) собственные частоты колебаний поверхности жидкости: /i=0.4 Гц;/2=0.6 Гц; /з=0.7 Гц. Соответствующие ускорения по спектру отклика: S*(/,) = 0.15; S*(/2) = 0.3; S*(/3) = L0 (затухание £=0.5%). Теперь по формуле (9,56) вычисляется высота волны; она достигает максимума Апах=0.24 м у стенок бассейна. Отметим, что практически вся эта величина получается за счет колебаний по первой собственной форме (от второй высота волны не зависит, а третья дает поправку в 4%). Зазор между поверхностью воды и крышкой составляет 0.75 м (рис. 9.11), т.е. достаточен для предотвращения выплеска и удара волны в крышку.



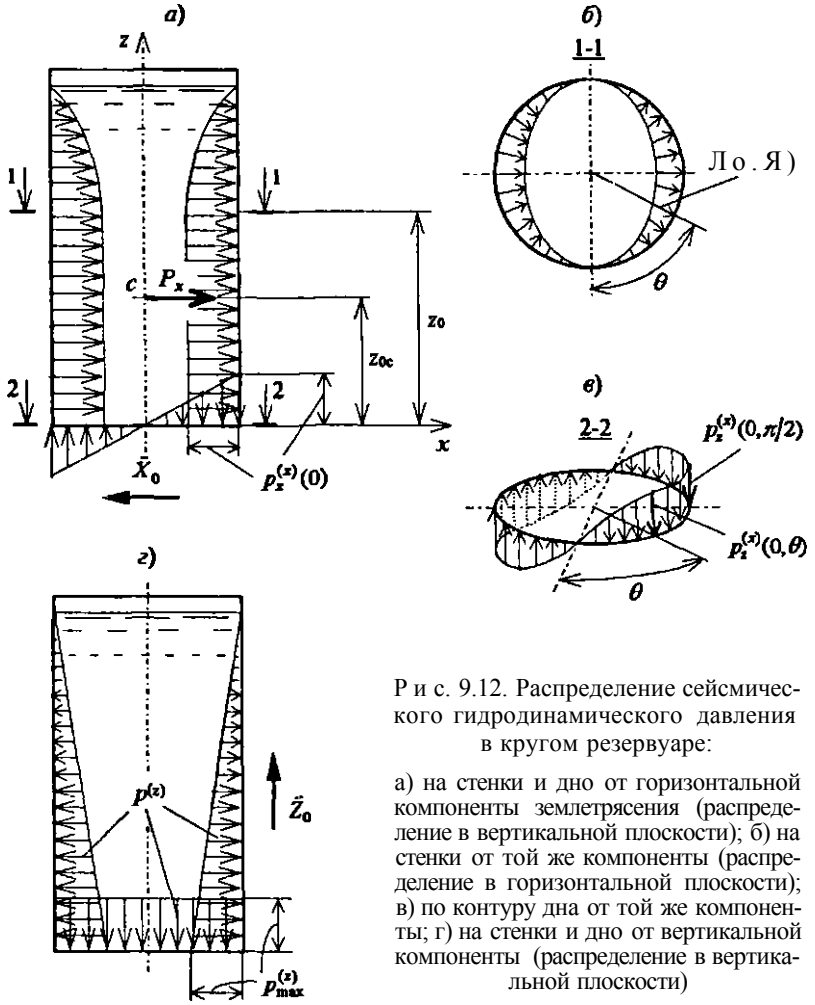
Р и с. 9.11. К определению сейсмического гидродинамического давления в прямоугольном резервуаре (бассейне выдержки топлива на АЭС):

а) вертикальный разрез бассейна; б) сейсмическое гидродинамическое давление на стенку и р^ - соответственно за счет горизонтального и вертикального сейсмического воздействия; p_x - суммарное)

9.2.4. Цилиндрический резервуар

В цилиндрическом резервуаре с радиусом *R* и глубиной Л (рис. 9.12) полное гидродинамическое давление р и его компоненту вычисляют, как и в прямоугольном, по формулам (9.48) и (9.54). Давление на вертикальные стенки при горизонтальном сейсмическом воздействии распределено по закону:

$$P^{\{:\}}(*oЛ^{\wedge} p g R41M*oA)sin0, \qquad (9.58)$$



Р и с. 9.12. Распределение сейсмического гидродинамического давления в кругом резервуаре:

а) на стенки и дно от горизонтальной компоненты землетрясения (распределение в вертикальной плоскости); б) на стенки от той же компоненты (распределение в горизонтальной плоскости); в) по контуру дна от той же компоненты; г) на стенки и дно от вертикальной компоненты (распределение в вертикальной плоскости)

где в- угол, отсчитываемый от плоскости, перпендикулярной направлению ускорения; zo и Ло - безразмерные параметры:

$$zo=z/A; \qquad ho=h/R; \tag{9.59}$$

kA(zo,ho) - эпюра гидродинамического давления:

$$* \; _4 \; \mathbf{M \; o \; И \; - \; 2 \; £} \tag{9.60}$$

$K_{-п}$ - коэффициенты, равные: щ=1.84; ла=5.33; кз=8.53; $KA=$ 11.71; лз= =14.86; *а+п=ю+лл (и= 1,2,...). Графики зависимости /г4(го,йо) при-

ведены на рис. 9.13. Максимальное давление получается на образующих в плоскости сейсмических колебаний (#=я/2 и 0=3я/2).

Чтобы найти давление по контуру дна, во всех формулах следует положить zo=0; распределение давления по остальной части дна можно принять линейным вдоль радиусов.

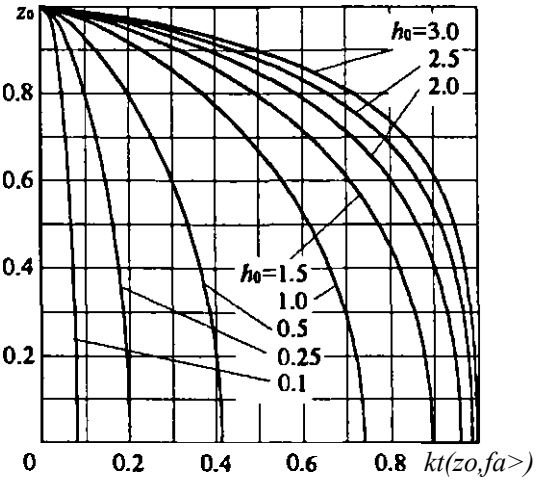
Равнодействующая горизонтального гидродинамического давления

Безразмерная координата ее приложения

*ос=Лос/Л = * б ([9] «)

Коэффициенты *ks* и *кв* приведены на рис. 9.10.

Максимальная высота волны (у стенок):



Р н с. 9.13. Форма эпюры сейсмического гидродинамического давления &4(zo,Ao) в цилиндрическом резервуаре при горизонтальном сейсме

$$d___ = \frac{2R}{g} \quad л») \quad \text{l y} \qquad (9.63)$$

o d - o [2] [1]

где, как и прежде, $S_{ax}(o)$^ - значение спектра ускорений, соответствующее п-й круговой частоте свободных колебаний жидкости:

(9.64)

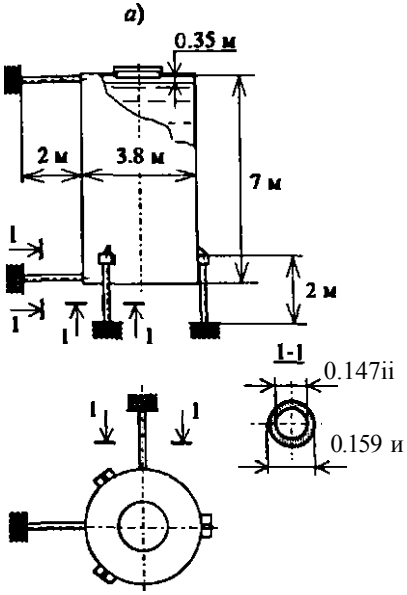
Обычно для оценки высоты волны достаточно удержать в (9.63) лишь один или несколько первых членов ряда.

9.2.5. *Расчет цилиндрического резервуара на упругих опорах*

В качестве примера определим сейсмические нагрузки на опорные конструкции и высоту волны в жестком цилиндрическом резервуаре, изображенном на рис. 9.14,я, при горизонтальных сейсмических колебаниях основания.

Исходные данные для расчета: масса сухого бака тб=5500кг; масса жидкости $ги_ж$=77000 кг; ее плотность />=1000 кг/м^3 (вода); радиус бака г-1.9 м; глубина жидкости й= =6.65 м; высота центра тяжести сухого бака $Л_с$=3.5 м. Инерционные сейсмические нагрузки

эпределяются по спектрам отклика на рис. 10.1,д (затухание £^0.5%); пиковое значение ускорений A^ =0.3g.



б)

ЩШЛ
кж/2
ft
Л
he *k j* 2
BWWA

Р и с. 9.14. К определению сейсмического гидродинамического давления в цилиндрическом резервуаре на упругих опорах:
а) конструкция резервуара; б) расчетная схема

Геометрические размеры опор показаны на рис. 9.14. Способы вычисления их суммарной жесткости описаны в п. 10.S; она равна $J£_x=4.4x10^8$ Н/м. Круговую частоту найдем по формуле, аналогичной (1.3), но с учетом массы жидкости:

$$= \frac{EJL}{]m_б + \ к} \qquad (9.65)$$

где *къ* - коэффициент приведения массы жидкости, определяемый по графику на рис. 9.10 (в нашем случае /«=0.9). Подставив численные значения, получим $<»_x$=76.7 рад/с (f_x= 12.2 Гц). Этой частоте соответствует значение спектра отклика $S^*(/, £) = 1.4$.

Равнодействующая сейсмического гидродинамического давления вычисляется по формуле (9.61), но надо учитывать, что в нашем случае ускорение корпуса бака равно не yl_{max}, как при выводе этой формулы, а $Л_{тах}£^*(/,£)$, т.е.

$$P_x = gk_5m_{,,}A_{mn}S;(f,Q = 285239 \text{ Н}. \qquad (9.66)$$

Координата ее приложения [см. (9.62)]:

$$^{л}ос = {}^{k}б^{h} = 2.9\,м \qquad (9.67)$$

(коэффициент кб=0.45 определен по графику на рис. 9.10).

Инерционная сейсмическая нагрузка на корпус бака приложена в центре тяжести сухого резервуара; найдем ее по формуле (4.18):

$$F_t^* = gf''_6 A_{mtx} S^*(/, \quad = 22638 \text{ Н}. \tag{9.68}$$

Полная сейсмическая нагрузка, действующая на бак,

$$F_s \quad = 308877 \text{ Н}. \tag{9.69}$$

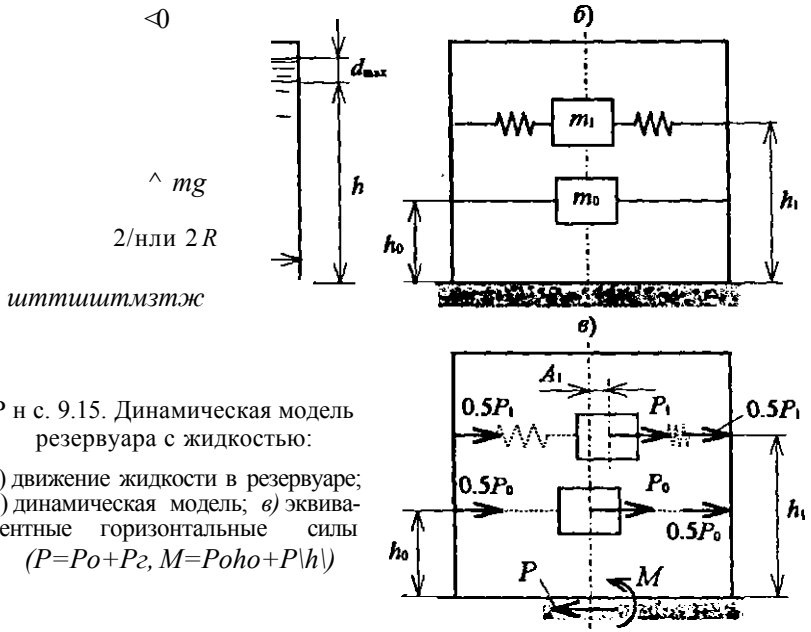
Она приложена в точке с координатой

$$^{0c\ x} \quad = 2.93 \text{ м}. \tag{9.70}$$

С использованием этой нагрузки можно проверить прочность опорной конструкции резервуара, найти нагрузки на закладные детали в железобетонных конструкциях и т.п.

9.2.6. Расчет с использованием присоединенных масс жидкости

Иной по форме подход к оценке влияния жидкости на динамическую реакцию резервуаров основан на использовании концепции присоединенных масс жидкости [31,91, 115, 125]. Он сводится к разделению сейсмического давления жидкости на две части - *импульсивную* и *конвективную* - исходя из следующих соображений.



Р н с. 9.15. Динамическая модель резервуара с жидкостью:

а) движение жидкости в резервуаре; б) динамическая модель; *в)* эквивалентные горизонтальные силы *(Р=Ро+Рг, М=Poho+P\h\)*

Пусть основание резервуара, содержащего жидкость с общей массой w, совершает горизонтальные сейсмические колебания с пиковым значением ускорения (в долях g).

Часть содержащейся в резервуаре жидкости действует на него, как твердое тело с массой то, *жестко* соединенное со стенками (рис. 9.15,6). Будем предполагать, что резервуар и сам является твердым телом, т.е. ускорения его стенок и днища одинаковы. Тогда масса то создает инерционную нагрузку, максимальное значение которой пропорционально . Ее называют *импульсивной силой* Ро (рис. 9.15,б). Но сейсмическое возмущение вызывает также колебания (плеск) жидкости, приводящие к дополнительным динамическим нагрузкам на резервуар. Для учета этого часть жидкости рассматривается как твердое тело с массой mi, *упруго* присоединенное к стенкам (рис. 9.15,6). Сила его взаимодействия Pi называется *конвективной* (рис. 9.15,б).

Если стенки резервуара достаточно жесткие и усилия в них нас не интересуют, то соответствующие массы и жесткости включаются в расчетную схему резервуара, как показано на рис. 9.15,6. Формулы для определения соответствующих параметров при расчете прямоугольных и круглых резервуаров приведены в табл. 9.4 [31, 115, 121, 125]. В ней использованы обозначения:

- _ f И/1 дня прямоугольного резервуара;
  \ *h*/*R* для круглого резервуара.

S_d(cJ) - спектр отклика по перемещениям.

Формулы справедливы при глубине жидкости, составляющей не более трех четвертей ширины прямоугольного или диаметра круглого резервуара, т.е. при Л <1.5. Если рассчитывается момент гидродинамических сил на днище резервуара, то в этих формулах следует принимать о=1.33 и /£=2.0; если же интересует только динамическое воздействие на стенки, то а=0 и ft=\. Коэффициента ф, определяют по спектру перемещений при затухании £=0.005-0.01 (если не обоснованы более высокие потери энергии в жидкости).

В случае если глубина составляет больше трех четвертей горизонтального размера резервуара (ширины или диаметра), т.е. И > >1.5, жидкость ниже этого уровня можно рассматривать как твердое тело, создающее импульсивную силу Ро, приложенную в центре тяжести этой части жидкости. Для определения влияния остальной жидкости принимают, что на глубине Л =1.5 располагается фиктивное днище, и вычисляют импульсивное и конвективное давление над ним по формулам табл. 9.4.

Если податливостью резервуара пренебречь нельзя, и/или нас интересуют не только общие нагрузки на него, но и локальные эф-

фекты, то необходимо, строго говоря, решить проблему гидроупругости, т.е. рассчитать совместные колебания резервуара с жидкостью (см. п. 9.1.1). Ее точное решение сопряжено с большими математическими сложностями, но существуют приближенные подходы, основанные на упрощающих предположениях. Первый из них - использование допущения об идентичности собственных форм конструкции в пустоте и жидкости (последовательность такого решения ясна из примера в п. 9.1.3).

Таблица 9.4. Расчетные парметры для определения динамического взаимодействия жидкости с резервуаром [121]

№	Наименование	Прямоугольный резервуар	Цилиндрический резервуар
1	Импульсивная масса		
2	Конвективная масса		
3	Высота приложения импульсивной силы		
4	Высота приложения конвективной силы		
5	Круговая частота колебаний поверхности жидкости		
6	Жесткость присоединения конвективной массы		
7	Коэффициент для определения конвективной силы		
8	Импульсивная сила		
9	Конвективная сила		
10	Максимальная высота волны (у стенки резервуара)		

Другой способ учета податливости резервуара основан на концепции присоединенных масс жидкости. Для этого импульсивную массу распределяют по высоте стенки резервуара, равной удвоенной высоте **Jlo,** а жесткость **fci** присоединения конвективной массы к стенкам распределяют на глубину, равную удвоенной глубине до

сосредоточенной конвективной массы, т.е. *2(h-hi)*. При этом сама конвективная масса рассматривается уже не как точечная, а как тело, присоединенное к этой распределенной жесткости. Затем выполняют расчет сейсмических колебаний такой эквивалентной конструкции. Вес и жесткость самого резервуара и его опорной части учитывается обычным образом.

9.3. Протяженные конструкции в грунте

9.3.1. Задачи и методы расчета

Часто прокладка протяженных конструкций (трубопроводов, кабелей и т.п.) производится непосредственно в грунте[1]. Методы проверки их сейсмостойкости существенно отличаются от изложенных в предыдущих разделах книги, поскольку для них основную опасность представляют не инерционные нагрузки, а напряжения из-за взаимных перемещений сечений вследствие прохождения через грунт сейсмических волн, сдвига конструкции вместе с грунтом по отношению к точке закрепления к сооружению и т.п. Следует учитывать, что для таких конструкций опасны не только колебания грунта, но н сопутствующие землетрясению явления: взаимный сдвиг частей основания по линии разлома, разжижение грунта с потерей им несущей способности, оползни, осадки и прочее. Против некоторых из них (например, сдвига по линии разлома) защитить конструкцию практически невозможно, и наилучшее решение - изменить ее трассировку. Против других можно использовать инженерные меры защиты (например, повысить устойчивость грунтов путем их уплотнения, дренирования; заместить грунт по трассе на более устойчивый; выполнить свайные или другие опоры, доходящие до более надежных грунтов; построить подпорную стенку, предотвращающую оползни, и т.д.). Подробное рассмотрение возможных способов защиты не входит в задачи настоящей книги. Как обычно, решение о целесообразности их применения или изменения трассы конструкции должно приниматься на основе технико-экономического сравнения вариантов.

Если трасса протяженной конструкций проложена в прочных грунтах, то при прохождении сейсмических волн напряжения в ней возникают по двум причинам. Первая - перемещения сечений конструкции друг относительно друга или по отношению к точке крепления в здание, вызванные движением конструкции вместе с грунтом. Вторая - давление на конструкцию грунта; оно вычисляется теми же методами, что и давление на заглубленную конструкцию или подпорную стенку, и мы на нем останавливаться не будем.

[1] В данном разделе не рассматриваются сильно заглубленные туннели и трубопроводы большого диаметра, методы оценки сейсмостойкости которых достаточно сложны н не могут быть рассмотрены в рамках настоящей книги.

Рассмотрим принцип определения напряжений из-за прохождения сейсмических волн. Будем предполагать, что распространяется волна сдвига, при которой направление колебаний частиц грунта перпенцикулярно направлению движения фронта волны (см. п. 2.4.4), и что направление движения фронта совпадает с осью конструкции (ось *x).* Тогда частицы движутся по оси_у согласно закону:

$$y = D_{m},,sinc>(t\text{-}x/V_{s}), \tag{9.71}$$

где Dm*x - максимальное перемещение грунта при землетрясении; *о* - круговая частота колебаний частиц; V_g - скорость движения фронта волны (см. п. 6.2).

Если считать, что конструкция представляет собой стержень, и ее проскальзывание относительно грунта отсутствует, то ее деформация

$$s = £ = \tag{9.72}$$

С учетом соотношения (1.17) между перемещением и скоростью движения частиц, деформацию конструкции можно записать в виде

$$* = ^{\ } c\ o\ s\, o>(t\text{-}x/V_{s}), \tag{9.73}$$

где Fmax - пиковое значение скорости грунта при землетрясении.

Аналогичным образом можно вычислить и деформацию при распространении вдоль конструкции продольной волны. При этом следует учитывать, что, вопервых, в данном случае направления движения фронта волны и перемещений частиц грунта совпадают, а во-вторых, что продольная сила, приложенная к конструкции, не может превосходить силу трения между нею и грунтом. При движении волн поперек конструкции подходы к расчету на продольную и поперечную волну меняются местами. Для мелко заглубленных конструкций помимо этих волн могут также иметь значение поверхностные волны (волны Релея).

В проектной практике США для вычисления деформаций заглубленных протяженных конструкций используются следующие формулы, полученные исходя из изложенных выше соображений [115].

Для прямолинейных участков конструкций, удаленных от мест закрепления, гибов и пересечений, максимальная осевая деформация без учета сил трения между конструкцией и грунтом равна

(9.74)

где V - скорости распространения соответствующих волн (продольных, поперечных или Релея); a_s - коэффициент, определяемый по табл. 9.5.

Иногда (при мелком заложении конструкции или малом трении между нею и грунтом) возможно ее проскальзывание относительно грунта. В этом случае максимальная осевая деформация равна

$$^{\text{тах}} \quad 4\,\text{E,,A}_{\Gamma} \tag{9.75}$$

где Frp - максимальная сила трения между конструкцией и грунтом (на единицу длины); *Я»* - длина волны соответствующего типа; *Ек* - средний модуль упругости конструкции [секущая, соответствующая деформации (^Jmu]; Ак - площадь-нетто ее поперечного сечения.

В качестве расчетного значения (e_a)тях следует принимать меньшую из величин, вычисленных по формулам (9.74) и (9.75).

Максимальную кривизну конструкции можно оценить по формуле

$$\text{г} \quad = - \tag{9.76}$$

$$\text{M}^{2}$$

где Аппх - пиковое значение ускорения при землетрясении; $a_к$ - коэффициент, определяемый по табл. 9.5.

Таблица 9.5. Коэффициенты для расчета протяженных конструкций в грунте [115]

Коэффициенты	Значения коэффициентов для волн:		
	продольных	поперечных	Релея
a(	1.0	2.0	1.0
«г	1.6	1.0	1.0

Иногда конструкция состоит из упруго соединенных сегментов. Если расстояние между ними равно L, то взаимные смещения точек соединения равны

$$\text{Л т а х} = \text{Ы}_{\text{т а х}}\text{£} > \tag{9.77}$$

а углы поворота в них:

(9.78)

Обычно Дтах **И впх достаточно малы, и ими часто пренебрегают.**

Максимальная осевая сила *N,* а также осевые силы вблизи гибов, колен, мест пересечения и анкеровки конструкций вычисляется по формуле:

$$N = E_K A_K (e_a)_n \tag{9.79}$$

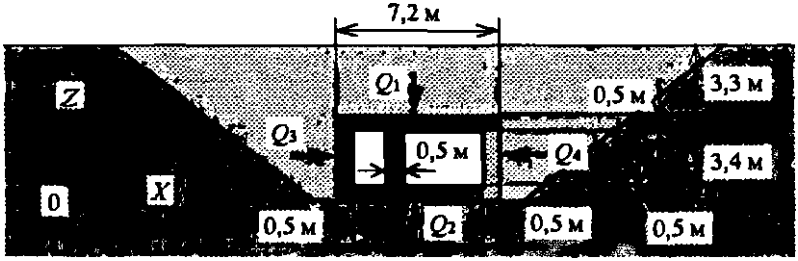
где в качестве должно приниматься меньшее из значений, вычисленных согласно (9.74) и (9.75). С использованием этой силы можно вычислить внутренние усилия в рассматриваемых местах конструкции, схематизировав ее как балку на упругом основании. При этом должна учитываться податливость криволинейных уча-

стков, а величина трения между конструкцией и грунтом обычно в запас принимается минимальной.

В дополнение к усилиям в конструкции за счет прохождения сейсмических волн необходимо учесть усилия из-за динамических перемещений сооружения, к которому она закреплена, по отношению к окружающему грунту. При их вычислении обычно в запас предполагают, что перемещения грунта и сооружения находятся в противофазе. Однако при определении результирующих усилий суммирование усилий из-за прохождения сейсмических волн и перемещений сооружения выполняют по методу ККСК (см. п. 4.S.4).

9.3.2. Сейсмический расчет туннеля в мягком грунте

В качестве примера определим сейсмические усилия в прямолинейной секции трубопроводного туннеля, показанного на рис. 9.16. Он возводится открытым способом в траншее, после чего производится обратная засыпка. В его основании лежат пылеватые твердые глины; грунт обратной засыпки - песок с плотностью р=2100 кг/м^3. Угол внутреннего трения грунта обратной засыпки и угол трения бетона по этому грунту и по основанию одинаковы: р=30°.



Р и с. 9.16. Поперечное сечение трубопроводного туннеля

Туннель выполнен из железобетона с динамическим модулем упругости £x=3.2-10^{10} Па. Площадь-нетто его поперечного сечения i4$_K$=10,8 м^2; момент инерции относительно горизонтальной оси 1$_X$-=17.02 м^4, относительно вертикальной /$_г$=60.3 м^4. Туннель разрезан на секции длиной L=40 м.

Максимальное сейсмическое ускорение основания равно лтах-=0.1g=l м/с^2; максимальная скорость К$_{гаа}$х=0.12м/с [см. обсуждение формулы (2.4)]. Скорости распространения в основании продольных и поперечных волн V_p и V_s приведены в табл. 9.6. Для определения скорости волн Релея V_R сначала с помощью соотношения (6.2) вычислим динамический коэффициент Пуассона; он равен v=0.24. Теперь можно найти величину k\-$V_R IV_{,,}$ численно решив уравнение (2.9), которое после подстановки в него значения v приобретает вид

$$0.125/rf \qquad +2.316*? - 1316 = 0. \qquad (9.80)$$

Выполнив вычисления, получим к\=0.918, т.е. V_R*965 м/с.

Определим продольную силу в туннеле. Для этого найдем максимальную осевую деформацию (e_a)тлх без учета и с учетом сил трения между конструкцией и грунтом, т.е. согласно (9.74) и (9.75). Для расчета по последней формуле необходимо знать максимальную силу трения **FTP** на единицу дайны туннеля. Для ее нахождения были вычислены равнодействующие сил давления грунта на его грани. На верхней грани сила *QI* вычислялась как для сооружения в траншее [52]; сила *QI* на нижней грани больше силы *QI* на величину веса туннеля. При вычислении этих сил предполагалось, что вертикальная составляющая сейсмического воздействия равна половине горизонтальной, т.е. 0.05g, и силы статического давления увеличены 5%. Активное давление грунта на боковые грани *QI* и *QA* вычислялось как для подпорной стенки по нормам [46]. Не останавливаясь на деталях этих расчетов, приведем найденные силы (с округлением): 2i=566000 Н/м; £>2=826600 Н/м; Q_3=161200 Н/м; 2_4=101700 Н/м. В итоге получим максимальую силу трения:

FTP=(Qi+e2+e3+e4)tgp=955100 н/м. (9.81)

Длина сейсмической волны, фигурирующая в (9.75),

Л»=КГ, (9.82)

где *V* - скорость распространения волн соответствующего типа (продольных, поперечных или Релея); Т - преобладающий период колебаний основания, определяемый по результатам геофизических исследований; в случае их отсутствия, согласно нормам [48], принимается значение Г=0.5 с, которое и было использовано в данном расчете.

Таблица 9.6. Результаты расчета относительной осевой деформации и кривизны в туннеле при распространении сейсмических волн

Параметры волн					тмих
Тип волны	Скорость *V* м/с	Длина ***Лш и***	по (9.74)	по (9.75)	по (9.76)
Продольные	1800	900	0.67-Ю-^{4}	***0.6310****	0.1210-е
Поперечные	1050	525	0.57- 1<Н	0.3610-3	0.91-Ю"^{6}
Релея	965	483	***0.1210****	0.3310-^{3}	***0.11W***
Значение, принимаемое в расчете:			0.1210-3	0.63- Ю-з	0.1110-*

Результаты вычислений сведены в табл. 9.6. Как видно, при неучете возможности проскальзывания грунта по поверхности туннеля, т.е. по формуле (9.74) наибольшую деформацию вызывают волны Релея, а с учетом проскальзывания, т.е. по (9.75) - продольные. Для определения продольной силы принимается меньшее из этих значений, т.е. (f_e)mix=0.12-10-^{3}. Продольная шла равна

ДГ=£хЛк(*$_в$)тах =0.41-108 Н. (9.83)

Вычислим моменты в туннеле из-за прохождением сейсмических волн. Для этого найдем кривизну гжах согласно (9.76). Результаты даны в табл. 9.6. Как видно, наибольшую кривизну вызывают волны Релея. Наибольшие изгибающие моменты в сечении (с округлением):

$$M_x = r_{max} £_K / _x = 599100 \text{ Нм}; \quad (9.84)$$

$$К = {}^{r}т_{max}^{\wedge} Е_{к} h_{т}; = 2122600 \text{ Нм}. \quad (9.85)$$

В этих формулах предполагается, что моменты воспринимаются полным поперечным сечением туннеля. Такое допущение справедливо для металлических конструкций, материал которых работает как на сжатие, так и на растяжение. Но бетон, как известно, не может нести растягивающих усилий, и поэтому в действительности момент в сжатой зоне сечения воспринимается бетоном, а в растянутой - арматурой. Исходя из этого, расчет моментов целесообразно выполнять итерационным способом: сначала по величине моментов (9.84)-(9.85) и с учетом процента армирования определить высоту сжатой зоны сечения; затем подставить в эти формулы соответствующие ей значения моментов инерции $\boldsymbol{1_X}$ и $1_г$ и уточнить значения изгибающих моментов, и т.д.

Максимальное удлинение секции туннеля вычисляется по формуле (9.77):

$$A гаях = L(ff_e)m« = 0.0048 \text{ м}, \quad (9.86)$$

а максимальный угол поворота концов секции - согласно (9.78):

$$ftMx = rmaxL = 0.44\text{-}10\text{-}4. \quad (9.87)$$

ГЛАВА 10

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ОБОРУДОВАНИЯ И ТРУБОПРОВОДОВ АЭС

10.1. Общие положения

Как было сказано в гл. 3, оборудование и трубопроводы атомных электростанций подразделяются на категории сейсмостойкости прежде всего в зависимости от их важности для обеспечения ядерной и радиационной безопасности[1]. При этом следует стремиться к такой компоновке оборудования, чтобы по возможности обеспечить взаимную неповреждаемость различных его единиц (избегать близкого расположения оборудования разной ответственности, разделять системы механическими защитными барьерами и т.п.). В противном случае может оказаться необходимо повысить категорию менее ответственного оборудования (см. гл. 3).

На АЭС применяется оборудование самого разного вида. Во-первых, это технологическое оборудование, обычно представляющее собой массивные и жесткие металлические конструкции, резервуары, трубопроводы и т.п., многие из которых работают под давлением и при высокой температуре. Но есть большое количество ответственного оборудования иного вида: электротехнического, контрольно-измфительных приборов и автоматики, управляющих работой реактора и обеспечивающих его безопасную остановку, и т.п. Ниже будут описаны методы проверки сейсмостойкости оборудования, которые для разных его видов неодинаковы.

Для разного оборудования неодинаков и смысл, вкладываемый в понятие сейсмостойкости. Так, оборудование I категории должно сохранять полную работоспособность во время и после ПЗ, а во время и после МРЗ выполнять свои функции по обеспечению безопасности АЭС (см. табл. 3.1). Однако, в зависимости от назначения оборудования, эти требования могут трактоваться по-разному. Так, некоторые из его единиц не только не могут быть разрушены землетрясением, но должны функционировать в его процессе (например, системы привода регулирующих стержней реактора; задвижки, клапаны, насосы систем I контура; автоматика, управляющая работой АЭС, и т.п.). Другое оборудование не работает постоянно, но должно, несмотря на землетрясение, гарантированно включиться по первому требованию (дизельгенераторы системы аварийного энергоснабжения, оборудование систем надежного водоснабжения ответственных потребителей и т.д.). Наконец, имеется оборудование, для которого понятие работоспособности означает сохранение

[1] Пример разбивки на категории сейсмостойкости оборудования АЭС с водо-водяным реактором приведен в п. 3.1.

прочности, а для некоторых единиц - и плотности (трубопроводы, резервуары, оборудование бассейна отработавшего топлива, мостовой кран над отметкой обслуживания реактора и пр.). Чтобы подчеркнуть разницу в требованиях, иногда используют термины *сейсмостойкость* (т.е. сохранение полной работоспособности) и *сейсмопрочность* (сохранение прочности и плотности). Такой дифференцированный подход к оборудованию разного назначения позволяет уменьшить затраты на обеспечение его сейсмостойкости.

10.2. Методы проверки сейсмостойкости

10.2.1. Расчетные методы

Сейсмические расчеты оборудования выполняются с применением всех методов, изложенных в гл. 4. Как правило, должны учитываться три компоненты сейсмического воздействия (акселерограммы или спектра отклика). Потери энергии в оборудовании и трубопроводах могут приниматься в соответствии с табл. 6.3. Согласно отечественным нормам [30], относительное затухание в оборудовании принимается равным ^0.02, если экспериментально не доказана другая его величина.

Многие единицы оборудования или их элементы содержат внутри жидкость, погружены в нее или работают во взаимодействии с нею (например, корпус водо-водяного реактора и элементы его активной зоны; корпуса и трубные пучки теплообменников; затворы бассейнов различного назначения и т.д.). В этих случаях должны использоваться методы расчета, изложенные в гл. 9.

Сейсмические нагрузки на оборудование следует рассматривать в сочетании с прочими, эксплуатационными и аварийными, нагрузками. В разных странах эти сочетания несколько отличаются. По российским нормам [30] обязательно рассматриваются сочетания, приведенные в табл. 10.1 (обозначения те же, что в табл. 8.7). Необходимость рассмотрения не указанных в этой таблице сочетаний сейсмических нагрузок с нагрузками ННУЭ и МПА устанавливается проектной организацией.

Таблица 10.1. Сочетания нагрузок при проверке сейсмостойкости трубопроводов и оборудования АЭС [30]

Категория сейсмостойкости	Сочетания нагрузок
I	НУЭ+МРЗ НУЭ+ПЗ
11	НУЭ+ПЗ

В тесной связи с принятыми сочетаниями нагрузок находятся величины допускаемых напряжений. Для трубопроводов и различных элементов технологического оборудования (корпусов, болтов, шпилек и т.д.) проверяются различные группы напряжений, причем с учетом и без учета влияния температуры (например, средние напряжения по сечению за счет растяжения-сжатия; напряжения вблизи фланцев и патрубков с учетом локальных эффектов; напряжения смятия и среза и пр.). Для каждой из таких

проверок нормами [30] установлены свои допускаемые напряжения (здесь мы их рассматривать не будем). Общий принцип их назначения заключается в том, что для оборудования I категории сейсмостойкости при МРЗ допускаются средние напряжения по сечению, близкие к пределу текучести стали, а с учетом локальных эффектов - даже выше него; при ПЗ допускаемые напряжения несколько ниже, но локальные напряжения также могут превышать предел текучести. Для оборудования II категории допускаемые напряжения выше, чем для I категории. Основанием для назначения таких высоких допускаемых напряжений является малая вероятность реализации сейсмических нагрузок (эта проблема обсуждалась в п. 8.2.2).

Технологическое оборудование АЭС, работающее при высоких температурах и давлении, проверяется также на усталость, так как его разрушение может произойти даже в результате относительно небольшого количества циклов нагружения ("малоцикловая усталость"). Если речь вдет о сейсмическом воздействии, то это означает опасность разрушения оборудования не под действием максимальных нагрузок при МРЗ, а вследствие накопления усталостных повреждений при значительно более слабых ПЗ. Поэтому выполняют проверку циклической прочности на сочетание нагрузок НУЭ+ПЗ, принимая, что число циклов нагружения равно SO.

70.2.2. *Стендовые испытания*

Описанными выше методами можно проверить прочность оборудования, но значительно сложнее доказать его работоспособность в течение землетрясения. Это прежде всего относится к электротехническому оборудованию и устройствам контроля и автоматики, в которых сейсмические колебания могут вызывать замыкания и ложные срабатывания ("дребезжание контактов"), приводящие к выдаче ошибочных команд на работу технологических систем. Кроме того, такое оборудование часто существенно нелинейно и плохо поддается расчету стандартными методами.

По этим причинам работоспособность при землетрясении названного оборудования, а иногда также и ответственного оборудования иных типов проверяют путем динамических (вибрационных) испытаний [17]. Для проверки правильности срабатывания устройств закрепление оборудования на испытательном стенде должно быть таким же, как на АЭС, и во время испытаний оно должно находиться в подключенном состоянии.

Испытания проводятся на вибрационных платформах, которые в процессе испытаний могут колебаться по одной или сразу по нескольким компонентам. В мире существуют платформы, на которых можно воспроизвести произвольный закон колебаний, т.е задать нагрузку, максимально приближенную к реальной. Однако чаще всего платформа может колебаться лишь по гармоническому закону (т.е. синусоидально). В этом случае испытания производятся путем вибрации на различных частотах, задаваемых во всем инте-

ресующем диапазоне; на каждой из них платформе придается определенное значение пикового ускорения. Важной проблемой при этом является правильное задание режима испытаний (скорости изменения частоты, времени выдержки на резонансных частотах, зависимости пикового ускорения вибростенда от частоты и т.д.). В нашей стране эти режимы для электротехнического обрудования заданы стандартом [12]. Подобные документы есть и за рубежом.

10.3. Способы снижения сейсмических нагрузок

Уменьшить сейсмические инерционные нагрузки на оборудование можно прежде всего за счет более удачной его компоновки в зданиях (см. п. 8.5). Если отметка расположения оборудования выбрана, то, как обсуждалось в гл. 8, понизить нагрузки на него возможно даумя способами.

Первый из них - снижение собственной частоты оборудования (например, путем устройства местной сейсмоизоляции). Однако в этом случае одновременно с уменьшением максимального ускорения увеличивается максимальное перемещение оборудования по отношению к этажу [см. формулу (2.2)]. Поэтому данный способ можно использовать только тогда, когда коммуникации, которыми связаны между собой различные единицы оборудования, допускают большие перемещения (например, для электрических щитов, подключенных с помощью гибких кабелей). Для иного оборудования этот метод, хотя и позволяет в принципе сделать сейсмические нагрузки сколь угодно малыми, но реально неприменим.

Противоположный путь (наиболее часто используемый на практике) - повысить жесткость закрепления оборудования и его собственную частоту, лучше всего до значения, равного /унп поэтажного спектра отклика (см. п. 2.3.3). В этом случае ускорение оборудования может быть снижено до величины, равной пиковому ускорению отметки его установки, и чаще всего этого оказывается достаточно д ля сохранения его прочности и работоспособности.

Но при втором способе возникают сложности с трубопроводами, меняющими свою температуру в процессе работы (например, трубопроводы 1 и 2 контуров на АЭС с ВВЭР). Если их жестко закрепить, то изменения температуры вызывут в них недопустимо большие напряжения. С целью их уменьшения трубопроводам дают возможность свободно перемещаться ("самокомпенсация"), для чего их упруго подвешивают, а оборудование, к которому они подходят (насосы, задвижки, парогенераторы), "плавает" на катках или подвесках. Но такое закрепление ухудшает сейсмостойкость: при землетрясении элементы подобной системы будут перемещаться с большим размахом по отношению друг к другу, и в результате инерционные силы от тяжелого оборудования предадутся на трубопроводы и разорвут их.

Чтобы избежать этого, трубопроводы и оборудование закрепляют к строительным конструкциям с помощью специальных демп-

фирующих устройств (амортизаторов), которые почти не оказывают сопротивления медленным (температурным) перемещениям, а при быстрых (сейсмических) ведут себя практически как жесткая связь. Было предложено множество конструкций таких устройств, но в настоящее время наибольшее применение находят амортизаторы типа, впервые выпущенного немецкой фирмой GERB. Они представляют собой два вложенные друг в друга цилиндра (внутренний - существенно меньшего диаметра), один из которых прикреплен к строительной конструкции, а другой - к амортизируемому оборудованию. Между ними залита специальная синтетическая вязкая жидкость, оказывающая при медленном относительном перемещении цилиндров малое сопротивление, а при быстром - большое. Амортизаторы аналогичной конструкции разработаны и выпускаются и в нашей стране.

10.4. Аппаратура сейсмической защиты и контроля

Помимо автоматики и контрольно-измерительной аппаратуры, управляющих технологическим процессом, на АЭС в сейсмических районах устанавливают специальную аппаратуру сейсмической защиты и контроля.

Прежде всего это устройства (обычно - акселерометры), которые при сейсмических колебаниях грунта, превышающих уровень ПЗ, выдают команду на автоматическую остановку станции.

Кроме того, во многих странах оснащают АЭС самопишущими сейсмическими приборами, которые закреплены на различных отметках здания и наиболее ответственном оборудовании. Это позволяет после землетрясения сравнить фактически реализовавшиеся ускорения и премещения всех интересующих точек с теми, что были предусмотрены проектом, и в случае превышения последних произвести дополнительную ревизию станции. Количество такой аппаратуры обычно тем больше, чем выше интенсивность МРЗ [61].

10.5. Примеры расчета сейсмических нагрузок на опорные конструкции оборудования

10.5.1. Предварительные замечания

В данном разделе приведены примеры сейсмических расчетов оборудования по статической и линейно-спектральной теориям сейсмостойкости[1]. Расчет сложных конструкций по второй из названных теорий требует применения ЭВМ. Тем не менее в практике проектирования (в том числе АЭС) имеется достаточно большое количество оборудования, которые можно рассчитать без помощи компьютера, используя простейшие схематизации. Приведенные

[1] Динамический анализ и расчеты через преобразование Фурье требуют применения вычислительной машины. Примеры таких расчетов здесь ие приводятся ввиду их громоздкости и недостаточной иллюстративности.

ниже примеры позволяют проследить процедуру сейсмического расчета и продемонстрировать практические приемы схематизации реальных конструкций, показывающие, каким образом можно "превратить конструкцию в уравнение". Подчеркнем, что целью приведенных расчетов является не проверка прочности самого оборудования, а лишь определение сейсмических нагрузок на опорные конструкции. Поэтому в данном случае для оборудования возможно использование простейших расчетных схем, которые были бы недостаточно детальными при проверке его прочности.

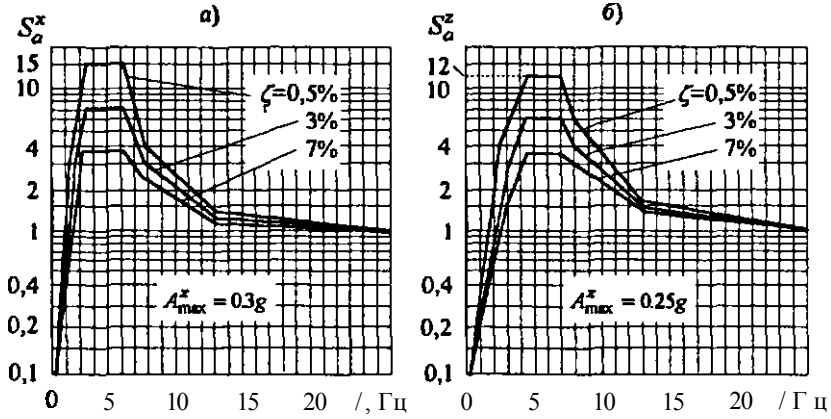


Рис. 10.1. Поэтажные спектры отклика:
а) горизонтальная компонента; б) вертикальная компонента

Во всех примерах в качестве исходной сейсмологической информации использованы поэтажные спектры отклика, приведенные на рис. 10.1,а,б. Для всех их компонент частота /унп=25 Гц. Пиковые значения обеих горизонтальных компонент ускорения одинаковы: A ^ = A ^ =0.3g, а вертикальной >1^=0.25g.

70.5.2. *Оборудование, схематизируемое как абсолютно твердое тело*

На рис. 10.2 изображен агрегат с массой $m_г$ жестко закрепленный на перекрытии и имеющий низшую собственную частоту /i>30 Гц. Поскольку /1>/унп, его можно считать абсолютно твердым телом и определить нагрузки по статической теории сейсмостойкости (см. п. 4.2).

Равнодействующие сейсмических инерционных нагрузок приложены в центре тяжести и, согласно (4.1), равны:

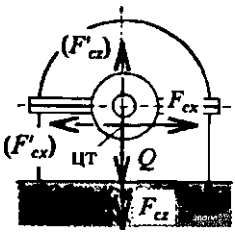


Рис. 10.2. Сейсмические нагрузки на абсолютно твердое тело

$$F_a = mgA = 0.3mg \;\backslash\; F_{cy} = F_{cx} \;; \quad F_a = mgA^2_{m9x} = 0.25mg. \qquad (10.1)$$

Их направления произвольны (альтернативно направленные силы отмечены на рис. 10.2 штрихом) и должны выбираться наболее неблагоприятными для конструкции.

10.5.3. Вертикальные колебания теплообменника (одна степень свободы, прямолинейные колебания)

Рассмотрим колебания теплообменника, установленного на двух балках и рассматриваемого как твердое тело (рис. 10.3). Характеристики конструкции[1]:

а) Теплообменник: масса /и=5000 кг; центральный момент инерции /$_c$=3700 кгм^2; высота центра тяжести h^-1.5 м.

б) Опорная конструкция: длина балок *1=3* м; расстояние между балками *d*-0.8 м; моменты инерции поперечного сечения: относительно горизонтальной оси =0.5x10-4 м^4; относительно вертикальной оси 7г=0.26х Ю$^{-6}$ м^4 (двутавр № 27); опирание концов - шарнирное в горизонтальной и вертикальной плоскостях; модуль упругости материала балок (сталь) Е=2х10^{n} Па.

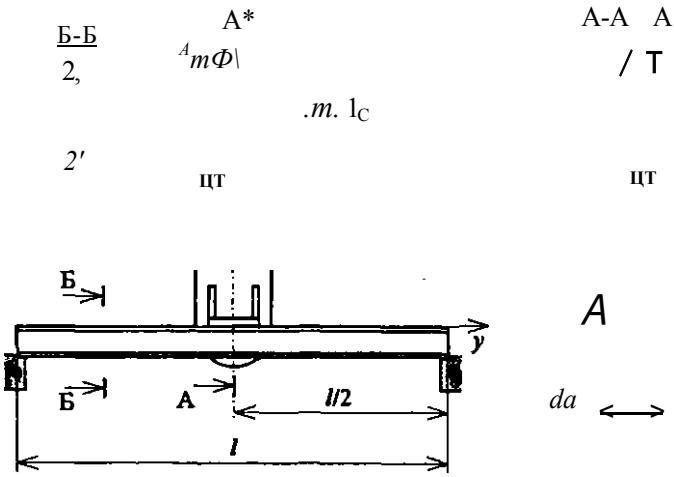


Рис. 10.3. Теплообменник на податливой опорной конструкции

Данная конструкция имеет две плоскости симметрии, поэтому вертикальные колебания основания не вызывают горизонтальных колебаний теплообменника, и наоборот, т.е. его колебания по всем направлениям могут рассматриваться независимо друг от друга.

[1] При рассмотрении только вертикальных сейсмических колебаний теплообменника необходимы не все из приведенных ниже характеристик. Остальные будут использованы в последующих примерах, где рассматриваются его колебания в других направлениях.

Рассмотрим колебания под действием вертикальной сейсмической нагрузки $Z_0(f)$. Расчетная схема приведена на рис. 10.4,6. Положение массы задается одной координатой z_f т.е. система имеет одну степень свободы.

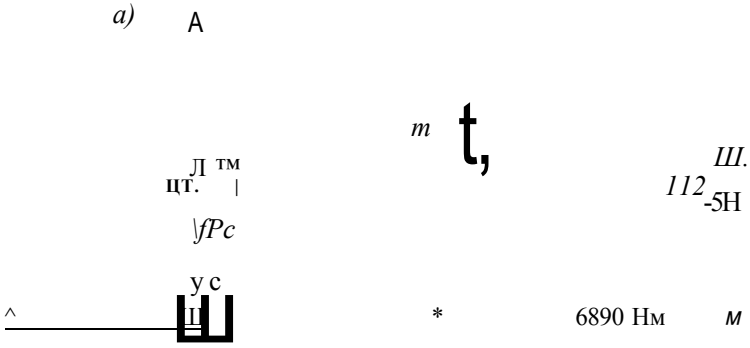


Рис. 10.4. Колебания теплообменника при вертикальном сейсмическом воздействии (одна степень свободы, прямолинейные колебания)

а) перемещения теплообменника; *б*) расчетная схема; *в)* эпюра сейсмических моментов в опорной балке

Роль "пружины" с жесткостью k_z играют опорные балки. Для определения этой жесткости будем считать, что в точке закрепления теплообменника к балке приложена сила Р. Прогиб под нею

$$S = \frac{PI^{3}}{482*7,} \qquad (10.2)$$

Следовательно, жесткость одной балки

$$^{z}\sim 6\sim \quad /^{3} \quad '' = \frac{48£У,}{} \qquad (10.3)$$

Теплообменник установлен на двух балках. Напомним правила определения сумарной жесткости нескольких пружин: при параллельно работающих пружинах (рис. 5.3,а) суммируются их жесткости, а при их последовательной установке (рис. 5.3,6) суммируются податливости (величины, обратные жеста остям). Таким образом, жесткость всей опорной конструкции (двух параллельно работающих балок) равна

$$^{K}I \qquad JB \qquad (10.4)$$

Подстановка численных значений дает k_z=О.Збх 10^8 Н/м.

Массу системы будем считать равной массе теплообменника m= =5000 кг, пренебрегая массой балок. Несколько точнее было бы добавить к массе теплообменника половину массы балок, но в данном случае эта добавка мала.

Собственная частота вычисляется по формулам (1.3) и (1.10):

$$/ = 2\ я\ \backslash\ т = 13{,}4\ \text{Гц}. \qquad (10.5)$$

Примем затухание в системе равным £=3%. Значение спектра отклика (рис. 10.1,6) равно: = 15. Инерционная сейсмическая нахрузка [см. (4.18)]:

$$F_c = \qquad = 1\text{^}375\ \text{Н}. \qquad (10.6)$$

Эта нагрузка определена с точностью до знака, т.е. может быть Направлена как вниз, так и вверх. Сейсмическая нагрузка, приходящаяся на одну балку, $F_c' = 0.5F_C = 9188$ Н. Эпюра сейсмических моментов в балке показана на рис. 10.4,е.

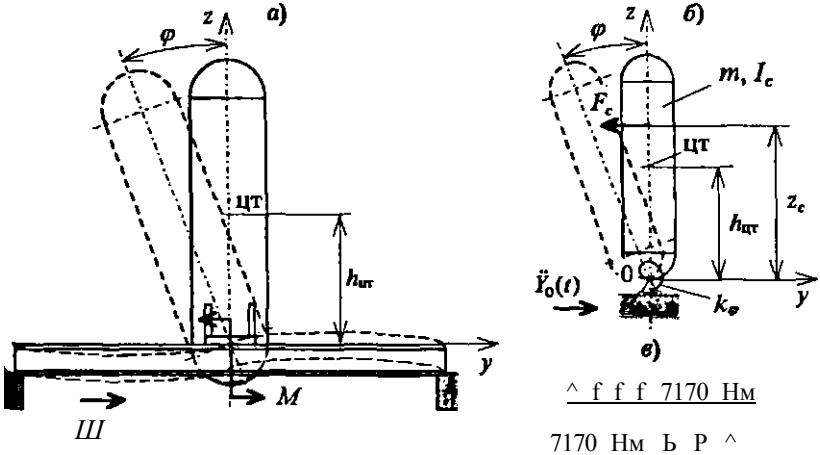


Рис. 10.5. Колебания теплообменника при сейсмическом воздействии вдоль опорных балок (одна степень свободы, угловые колебания):

а) перемещения теплообменника; *б*) расчетная схема; *в)* эпюра сейсмических моментов в опорной балке

10.5.4. Колебания теплообменника в плоскости опорных балок (одна степень свободы; угловые колебания)

Рассмотрим колебания' того же теплообменника в плоскости *YOZ* под действием горизонтальной сейсмической нагрузки $У_0(0$, Параллельной опорным балкам. В силу симметрии системы колеба-

ния в вертикальном направлении и перпендикулярно плоскости чд>тежа не возбуждаются. Поскольку продольная жесткость балок очень велика, можно считать, что теплообменник совершает угловые колебания относительно неподвижной точки *О* (рис. 10.5,а). Его положение описывается одной координатой - углом поворота р, следовательно, система имеет одну степень свободы. Расчетная схема показана на рис. 10.5,б.

Момент инерции теплообменника относительно оси поворота

$$/_0 = 1_C + тЛ*_т = 14950 \text{ кгм}^2. \qquad (10.7)$$

Рад иус инерции

$$_{Р\,о} = A_{\text{V}}\,p\,-\,= L\,7\,3. \qquad 00\text{-}8)$$

Для нахождения жесткости $к_9$ предположим, что к балке под теплообменником приложен момент М (рис. 10.5,а). Тогда угол поворота ее сечения

$$e = -\,\frac{¥\,L}{12\,EI_t}, \qquad (10.9)$$

и значит, жесткость одной балки на поворот

$$(10л0)$$

Жесткость всей опорной конструкции (обеих балок)

$$= \qquad (io.1i)$$

Подставив численные значения, получим ^=0.8х10^8 Нм.

Собственная частота конструкции определяется по формулам (1.8) и (1.10):

$$f = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k_\varphi}{I_0}} = 11.6 \text{ Гц}. \qquad (10.12)$$

Соответствующее ей значение спектра отклика $S^* = L3$ (при затухании £=3%).

Равнодействующая сейсмических инерционных нагрузок вычисляется по формуле (4.23)

$$F_c \qquad = 14333 \text{ Н}. \qquad (10.13)$$

Ро

Она приложена в точке с координатой [см. (4.25)]

(10.14)

Усилия, приложенные к опорной конструкции (рис. 10.5,*а):* момент $Mo=F_cz_c=28666$ Нм; продольная сила $So=F_c=14333$ Н. На каждую из балок действует момент $A'o=0.5Mo«7170$ Нм. Эпюра моментов в балках показана на рис. 10.5,е.

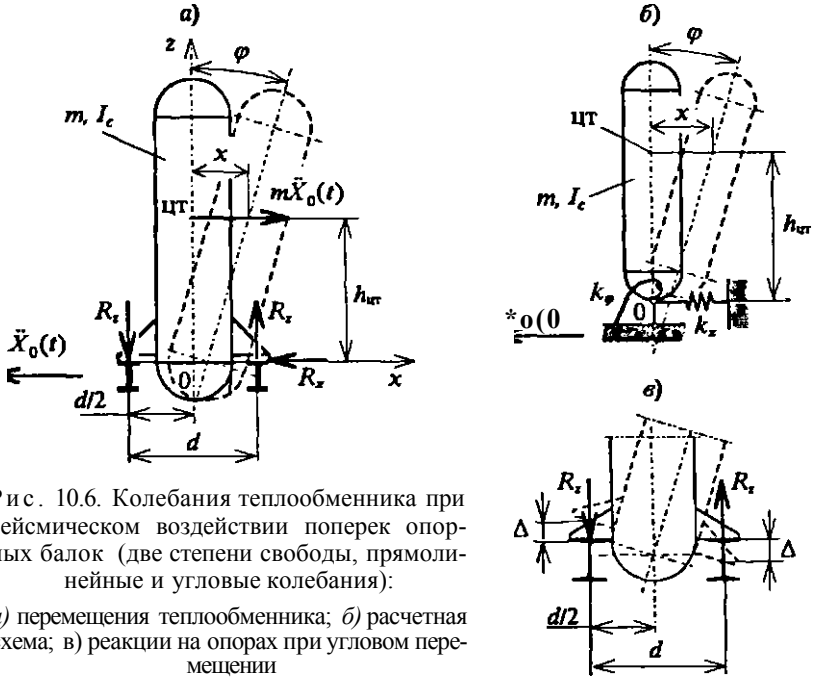


Рис. 10.6. Колебания теплообменника при сейсмическом воздействии поперек опорных балок (две степени свободы, прямолинейные и угловые колебания):

а) перемещения теплообменника; *б)* расчетная схема; в) реакции на опорах при угловом перемещении

70.5.5. *Колебания теплообменника перпендикулярно опорным балкам (две степени свободы, прямолинейные и угловые колебания)*

Рассмотрим колебания в плоскости *XOZ* все того же, изображенного на рис. 10.3 теплообменника при горизонтальном сейсмическом возмущении $X_0(0 >$ направленном попрек опорных балок. Как и в предыдущем примере, колебания перпендикулярно плоскости чертежа и по оси Z не возбуждаются. Однако в отличие от того случая, точка *О* перемещается за счет прогиба балок в горизонтальной плоскости, и, кроме того, происходит поворот корпуса теплообменника. Таким образом, его положение задается двумя координатами, в качестве которых примем горизонтальное перемещение центра тяжести *х* и угол поворота <*р* (рис. 10.6,а). Следовательно, система имеет две степени свободы; ее расчетная схема изображена на рис. 10.6,6.

Выведем дифференциальные уравнения вынужденных колебаний. Теплообменник совершает плоское движение, описываемое, как известно, двумя дифференциальными уравнениями:

$$m\ddot{x} = \pounds i <; \qquad /_c * = 5 > \,„ \tag{10.15}$$

где в правой части первого уравнения стоит сумма проекции внешних сил на ось x, а второго - сумма их моментов относительно центра тяжести. Внешние силы, действующие на теплообменник, - это переносная сила инерции $-mX_0(t)$, приложенная в центре тяжести, и реакции опор. Горизонтальное перемещение точки 0 (т.е. конца пружины κ_x)

$$xc = x - <ph_c. \tag{10.16}$$

Следовательно, горизонтальная реакция в опоре равна $-k_x(x-<ph_c)$. Кроме нее в опоре приложен момент $-\kappa_9 <p$.

Вычислив соотвествующие суммы, получим

$$mx + k_x x - h_m k_x q > ^ - mX_0(ty_y$$

$$K\Phi - KK + (*цА + K) < P =$$

Для сложных механических систем дифференциальные уравнения движения часто проще получить с помощью уравнений Лагранжа (второго рода). Продемонстрируем здесь и этот способ.

Свободные колебания механической системы описываются системой дифференциальных уравнений

$$dAdqJ \qquad dq_t \qquad 8_{4i} \tag{Ю.18}$$

где q_i - i-я обобщенная координата (в нашем случае $qi=x$, $qi^{=}g>)'_l$ q_f - ее производная по времени, т.е. i-я обобщенная скорость; T и U - соответственно кинетическая и потенциальная энергия системы.

Кинетическая энергия теплообменника

$$_{T=} п \pounds 1 + ^ 1 . \tag{10.19}$$

Потенциальная энергия

(1020)

Вычислим требуемые производные:

$$\frac{8T}{\partial x} = \dot{m}x; \quad \frac{d}{dt}\left(\frac{df}{dx}\right) - mx; \quad \frac{\partial T}{8x} = 0; \quad \frac{SU}{8x} = k_x(x - h_{aT} < p);$$

$$\frac{0T}{} \quad \frac{d}{} \quad \frac{df}{} \quad \frac{OT}{} \quad \frac{ou}{}$$

Подставив производные в (10.18), получим систему дифференциальных уравнении свободных колебаний:

$$mx + \kappa_x x - b_m \kappa_x \partial > = 0; \qquad (10.21)$$

$$! \; IjP - h_{nr} k_x x + (h^2_{n7} k_x + \kappa^{\wedge} У = 0.$$

Чтобы получить уравнения вынужденных колебаний, в правую часть первого из них необходимо подставить возмущающую силу, т.е. переносную силу инерции. В итоге, естественно, приходим к системе уравнений, совпадающей с (10.17).

Систему (10.17) можно переписать в матричной форме:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [*]\{«\} = -[M]\{J_x\}X_0\{t), \qquad (10.22)$$

где [M\ - матрица масс[1]:

$$[M] = \begin{matrix} \partial n & o'' \\ o & L \end{matrix} \qquad (10.23)$$

[A] - матрица жесткостей:

$$I^{A}J \quad \begin{matrix} \text{Г Г/1} \\ \text{цг} \end{matrix} \quad \begin{matrix} {}^{\wedge}X \\ b_{дс} \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{-ЛЦТ^Д.} \\ u'_{\text{цг}} b_x + h_{\text{ф}} \end{matrix} \qquad (10.24)$$

{u} - вектор перемещений:

$$43^{s} \qquad (10.25)$$

$\{J_x\}$ - вектор направляющих косинусов, равный [см. формулу (1.35)]:

(10.26)

Найдем жесткости опорной конструкции $\kappa_x и \kappa_c$. Первая из них вычисляется по формуле (10.4), в которой вместо момента инерции сечения Ii фигурирует h:

[1] Обращаем внимание на то, что в ней фигурирует центральный момент Инерции теплообменника /$_c$, а не момент инерции относительно точки 0, как в Предыдущем примере.

$$\begin{matrix}\backslash A]J \\ 1\end{matrix}\quad \begin{matrix}37 \\ \text{L-75.1}\end{matrix}\quad \begin{matrix}55\text{\'6}I \\ 1\,4\,8\,3\,\text{J}''\end{matrix} \qquad (10.35)$$

Теперь по формулам (1.30) и (1.10) найдем собственные частоты системы:

$$o\backslash = 34.1 \text{ (рад/с)}^2; \quad o, = 5.8 \text{ рад/с } tfi = 0.93 \text{ Гц}); \qquad ^$$

$$= 1486 \text{ (рад/с)}^2; \quad a>_2 = 38.5 \text{ рад/с } (/''_2 = 6.1 \text{ Гц}).$$

Собственные формы вычисляются по формуле (1.32). Положим $фп = =(fci=l$. В соответствии с примечанием к формуле (1.32), во избежание ошибок округления при вычислении $ф\backslash г$ воспользуемся вторым равенством этой формулы, а для $фп$ - первым. Тогда $фп = 0Л52,$ а $^{22} — 26.06$, т.е. векторы собственных форм

Вычислим модальные коэффициенты участия Г). Для этого подставим в (1.44) вектор {/*}, заданный согласно (10.26). Получим

$$\Gamma, = \frac{\text{тм}Фи}{{}^{m}Ф\backslash\backslash\,{}^{+1}cФ\backslash 2^{2}} = 0.9980; \quad \Gamma_2 = \frac{\text{тм}Фгх}{{}^{m}Фг\backslash\,{}^{+1}cФm2^{2}} = \text{L986x ЦТ}^3. \qquad (10.38)$$

Умножив векторы собственных форм на эти коэффициенты, найдем векторы {rjj} [см. (1.47)]:

Проверим выполнение контрольного равенства (1.48):

Как видно, это равенство выполняется с хорошей точностью.

Теперь можно вычислить по формуле (4.26) модальные инерционные сейсмические нагрузки. Примем затухание в системе равным ^3%. Тогда значения спектра отклика для первой и второй собственных частот: $£*(/,) = ^(0.93) = 1$ и $S*(/_2) = S*(6.l) = 4$.

Инерционные сейсмические нагрузки по первой форме

$$= 9.8 \text{ x } \begin{matrix}\Gamma 5000 \\ \mathbf{L}\end{matrix}\quad \begin{matrix}0 \\ 3700\end{matrix}\quad \begin{matrix}\text{f0.9980|} \\ \text{[0.0519 J}\end{matrix}\quad \begin{matrix}\text{M} \\ \{\end{matrix}\quad \begin{matrix}\text{V x 0.3 x 1 = 4} \\ \text{[565 HmJ}\end{matrix}\quad \begin{matrix}\text{(14761 Hj} \\ \text{У}\end{matrix} \qquad (10.41)$$

нагрузки по второй собственной форме

$$\{F<_2]=f\{M\{r_{jl}\}A^s;(f_2) \quad =$$

$$=9.8x\begin{bmatrix}5000 & 0\\ L\ 0 & 3700\end{bmatrix}\begin{bmatrix}1^{1986}\hat{}\hat{}1 & 1\ 1\ 7\ H\\ -0.0518 & J\end{bmatrix}\begin{bmatrix}1\\ -2254 & Ш/\end{bmatrix} \qquad (10.42)$$

Эти нагрузки изображены на рис. 10.7,д,б. Первые компоненты обоих векторов представляют собой инерционные сейсмические силы F_g, приложенные в центре тяжести, а вторые - инерционные моменты Мф Нагрузки определены с точностью до знака (направления). При этом следует учитывать, что знак должен изменяться *одновременно у всех* элементов вектора данной модальной нагрузки (т.е. при изменении знака силы изменяется и знак момента).

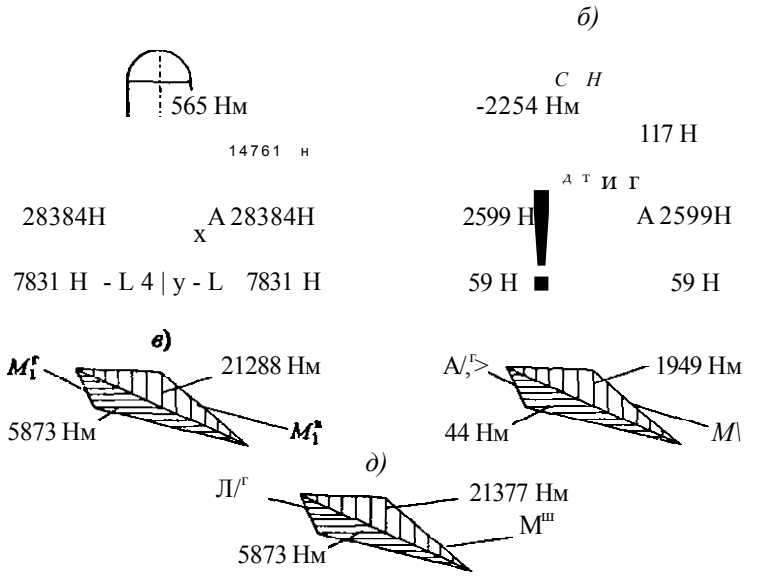


Рис. 10.7. Ииерциоиные сейсмические нагрузки и усилия в опорной конструкции при колебаниях теплообменника поперек опорных балок:

а) инерционные сейсмические нагрузки и реакции опор по первой собственной форме; *б)* то же, по второй собственной форме; *в)* эпюры сейсмических моментов в опорной балке по первой собственной форме; *г)* то же по второй собственной форме; *д)* эпюры суммарных сейсмических моментов

Модальные инерционные нагрузки вызывают в балках реакции R_{xJ} и R_{-j} (рис. 10.7,А,б), которые определяются следующим образом.

Для нахождения реакции R_{xI} запишем сумму проекций всех сил на ось *OX и* учтем, что в силу одинаковой жесткости балок реакции их также одинаковы. Получим

$$7?_{xi}=0.5F_{cJ}=7831 \text{ Н}. \qquad (10.43)$$

Реакцию R_{zJ} найдем из условия равенства моментов относительно точки *О:*

$$Fci \qquad M_{cj} = R_{zJ}\, d.$$

Отсюда получается

$$R_{zi} = \frac{F_{c\backslash K} + M_{c\backslash}}{d} = 2g384\text{ н} \qquad (10\ 44)$$

Аналогично вычислим $^{x2}=0.5F_{c2}=59$ Н; $Л_{г2}=2599$ Н.

На рис. 10.7,в,г изображены эпюры модальных внутренних усилий в балках - моменты Mj и М* в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Суммарные моменты приведены на рис. 10.7,*д.* Они вычислены по правилу ККСК [см. (4.32)]:

$$Kf = J(M[)^2 = 5873.2\text{ Нл}; \quad M^* = 21377\ Ш. \qquad (10.45)$$

Как видно, в данном случае вклад второй собственной формы в суммарные усилия очень невелик.

10.5.6. Колебания двух теплообменников на общей опорной конструкции (две степени свободы, прямолинейные колебания)

Рассматриваются колебания двух теплообменников, установленных на шарнирно опертой балке, при вертикальном сейсмическом воздействии (рис. 10.8,а). Исходные данные ддя расчета: массы $m\backslash$= =2500 кг; /И2=1000 кг; длина балки *1=5* м; момент инерции ее сечения 7i=3.79xl0-^{4} м^4; модуль упругости материала балки (сталь) £=2x10" Па.

Построим матрицу податливостей системы. При приложении к массе $m\backslash$ силы $P=\backslash$ Н перемещения точек *1* и *2* равны (рис. 10.8,6):

$$Л_{1\text{п}} = \frac{^{-}}{81E1_{\ell}} = 1.66\text{xНГ}^7\text{м/Н}; \quad Я_{12} = \frac{}{8\backslash E1_X} = 4.16\text{x } 10^{-8}\text{ м/Н}. \qquad (10.46)$$

При приложении единичной силы к массе *mi* перемещения этих же точек, в силу геометрической симметрии конструкции, равны Лп=Ли\ Л22=Лп. Следовательно, матрица податливостей имеет вид

$$[A] \quad \text{ГЯ}_{\text{„}} \quad A_{12}\text{-}|\text{Г1.66xЮ-'} \quad 416\text{x}10\text{-}1$$
$$^{1\ 1} \quad \text{U21} \quad 1\text{-}22\} \quad [4.16\text{ x Ю}^{-} \quad 1.66\text{ x }10\ \text{J}$$

Матрица масс

$$\cdot \quad \text{ГЦ} \quad 0\text{-}1\ \text{Г}23\text{-}00 \quad 0 \quad \text{•}1$$
$$L^0 \qquad [\ o \qquad 1000 \qquad (10.48)$$

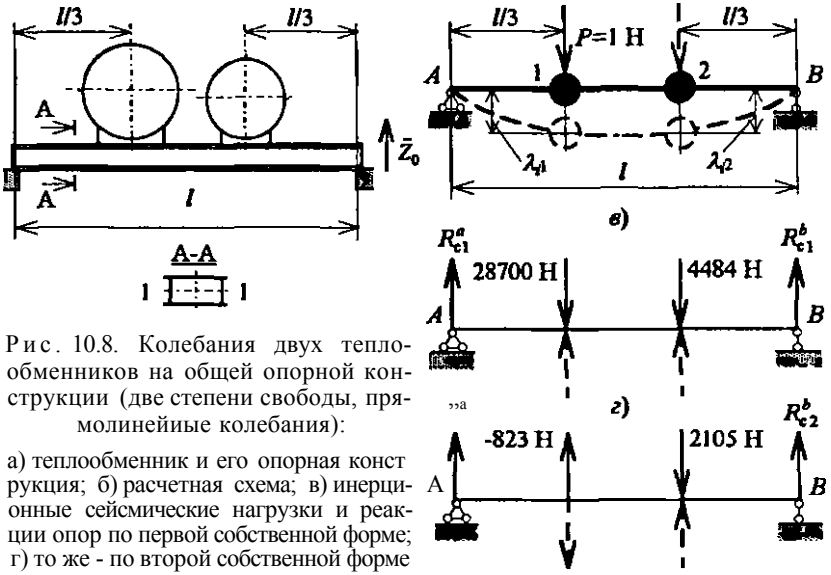


Рис. 10.8. Колебания двух теплообменников на общей опорной конструкции (две степени свободы, прямолинейные колебания):

а) теплообменник и его опорная конструкция; б) расчетная схема; в) инерционные сейсмические нагрузки и реакции опор по первой собственной форме; г) то же - по второй собственной форме

Для вычисления собственных частот найдем матрицу [Б]=[Л][Ж/] [см. (1.27,6)]

$$\text{[Б]} = \text{[Л]}^{\text{т}} \cdot \text{[Ж]} \cdot \text{[Л]} = \begin{bmatrix} 4.16 \times 10^{-5} & 1.04 \times 10^{-4} \\ 1.04 \times 10^{-4} & 1.66 \times 10^{-5} \end{bmatrix} \text{м/Н} \qquad (10.49)$$

Теперь по формуле (1.31) и (1.10) можно вычислить собственные частоты:

$$\omega_1 = 4.32 \times 10^{2}\ \text{с}^{-1} \quad (f_1 = 7.7\ \text{Гц}); \qquad \omega_2 = 1.5 \times 10^{3}\ \text{с}^{-1} \quad (f_2 = 13.14). \qquad (10.50)$$

Собственные формы $\{\theta_y\}$ вычисляются по формуле (1.33). Примем $\theta_{11}=\theta_{21}=1$. Тогда, согласно (1.33), $\theta_{12}=0.3906$; $\theta_{22}=6.3942$, т.е. векторы собственных форм

$$\{\theta_1\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0.3906 \end{Bmatrix}; \qquad \{\theta_2\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -6.3942 \end{Bmatrix}. \qquad (10.51)$$

Модальные коэффициенты участия найдем согласно (1.44). Вектор $\{J_z\}$ имеет вид

$$\{J_z\} = \{1; 1\}. \qquad (10.52)$$

так как в нашем случае направление сейсмического воздействия параллельно перемещениям обеих масс [см. (1.35)]. Подставив его в (1.44), найдем

(10.53)

Вычисления дают Ti=1.0897; Г2=-0.0896. Умножив векторы собственных форм на эти коэффициенты, получим векторы {rjj}:

Их сумма

(10.55)

т.е. контрольное соотношение (1.48) выполняется хорошо.

Инерционные сейсмические нагрузки вычисляются по формуле (4.26). Значения спектра отклика (при затухании в системе £=3%), соответствующие найденным собственным частотам, составляют $SJ(/\mathbf{i}) = SJ(7.7) = 43$; $^(/_2) = ^(13) = L5$. Тогда инерционные сейсмические нагрузки по первой собственной форме

$$= 9.8x \begin{matrix} Г2500 & O \\ [\ o & 1000 \end{matrix} \begin{matrix} "1 \\ \backslash \end{matrix} \begin{matrix} [10897] \\ [0.4256J \end{matrix} >x025x4.3 = < \begin{matrix} [28700\ Н' \\ [4484\ Н \end{matrix} \quad (10.56)$$

нагрузки по второй собственной форме

$$= 9.8x \begin{matrix} [2500 & 0 \\ <0 & 1000 \end{matrix} \begin{matrix} [-0.08961 \\ 05729\ J \end{matrix} Yx0.25x15 = < \begin{matrix} -823\ Н] \\ [2105\ Hj \end{matrix} I \quad (10.57)$$

Эти нагрузки показаны на рис. 10.8,в,г. Они определены с точностью до знака (направления), причем при его перемене должны одновременно изменяться направления обеих сил, составляющих соответствующий вектор (рис. 10.8, *в,г,* пунктир).

Суммарный отклик системы определяется по методу ККСК [см. (4.32)]. В качестве примера найдем реакцию на левом конце балки $R°$. Первой собственной форме отвечает значение $= 20628$ Н; второй - $R*_2 = 153$ Н; суммарная сейсмическая реакция

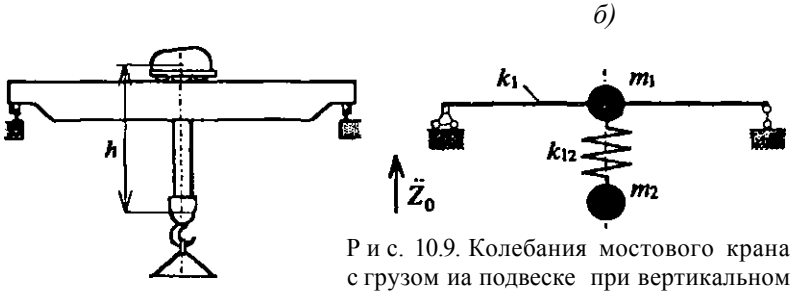
$$К \qquad = 20629\ Н. \quad (10.58)$$

Как можно видеть, в рассмотренном примере вклад второй собственной формы весьма незначителен.

Отметим, что реакция от собственного веса теплообменников составляет 19600 Н, т.е. меньше, чем реакция от сейсмических нагрузок. Следовательно, если последние будут направлены вверх, суммарная реакция окажется отрицательной, т.е. произойдет отрыв балки. Во избежание этого она должна быть прикреплена к опоре.

10.5.7. Колебания мостового крана с грузом на крюке (две степени свободы, прямолинейные колебания)

Приведем без расчета еще один пример системы с двумя степенями свободы при прямолинейных колебаниях. На рис. 10.9,а изображен мостовой кран с тележкой в середине пролета и грузом на подвеске. Его расчетная схема показана на рис. 10.9,6.



Р и с. 10.9. Колебания мостового крана с грузом иа подвеске при вертикальном сейсмическом воздействии:
а) мостовой жран; 6) расчетная схема

Масса $m\backslash$ равна сумме массы тележки и примерно половины массы балок моста, а $mг$ - сумме масс груза и подвески. Жесткость $к\backslash$ равна сумме жесткостей балок моста [см. (10.3)]; $к\backslash г$ - это жесткость канатов при растяжении:

$$k_{l2} = nEF/h, \qquad (10.59)$$

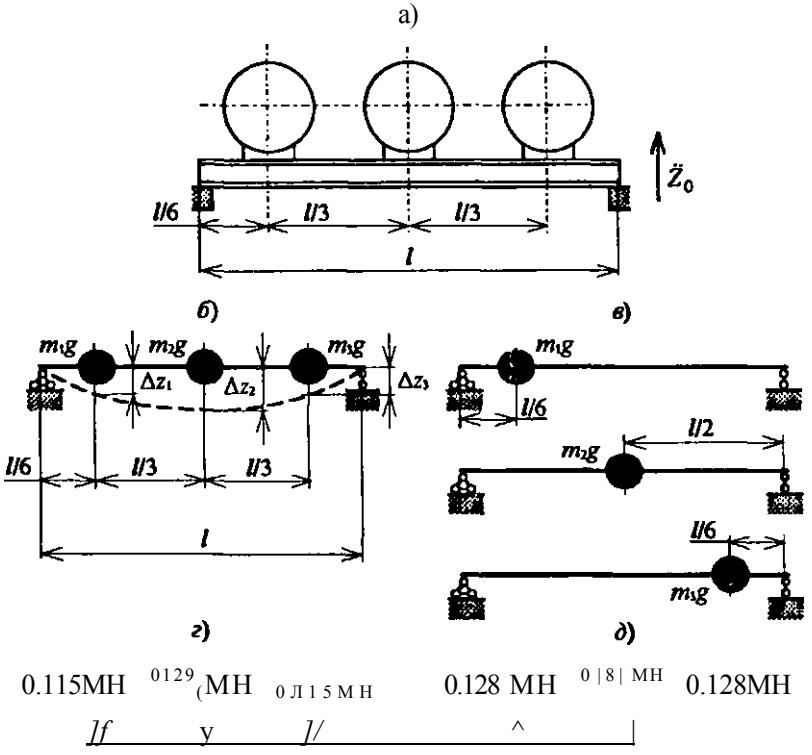
где л - число канатов в полиспасте; F - эффективная площадь сечения одного каната; E - его модуль упругости; h - длина подвески.

Последовательность вычислений для данной системы аналогична рассмотренной выше. Отметим, что при большой высоте подъема собственные частоты (и сейсмические нагрузки) могут существенно меняться в зависимости от высоты груза. Если тележка находится на краю моста, то эта система вырождается в систему с одной степенью свободы.

10.5.8. Приближенное определение инерционных сейсмических нагрузок на дискретную систему

При числе степеней свободы больше двух определение собственных частот и форм сопряжено с трудоемкими вычислениями и

обычно выполняется с помощью компьютера. Однако иногда может быть полезна приближенная оценка инерционных сейсмических нагрузок с использованием только первой собственной формы. Для этого можно найти первую собственную частоту каким-либо приближенным методом, и подставив в систему уравнений (1.27,а) или (1.27,б), определить приближенное значение собственной формы, а по нему - инерционную сейсмическую нагрузку.



Р и с. 10.10. К приближенному определению инерционных сейсмических нагрузок:

а) конструкция; б) расчетная схема при расчете по методу Релея; в) то же по методу Донкерли; г) сейсмические нагрузки на опорную балку при расчете по методу Релея; *д)* то же по методу Донкерли

Продемонстрируем это на примере конструкции на рис. 10.10,а при вертикальных сейсмических колебаниях. Использование только *первой* собственной формы в этом случае оправдано, поскольку в силу симметрии системы колебания по второй (кососимметричной) собственной форме не возбуждаются, а вклад третьей формы вследствие ее высокой частоты будет мал.

Для вычисления частоты по методу Релея должна быть принята некоторая приближенная конфигурация системы в процессе ее колебаний; часто в качестве нее принимают статический прогиб под действием собственного веса. Собственная частота получается из условия равенства между собой величин кинетической и потенциальной энергии системы при ее движении по данной конфигурации. Если не учитывать массу балок ввиду ее относительной малости[1], то

$$Y/bbZt$$

$$i$$

где AZ/ - статический прогиб балки в /-Й точке под действием приложенных к ней сил тяжести $m_i g$ (рис. 10.10,б). В нашем случае имеем

$$AZ_i = AZ_3 = mg/7(4^{\wedge}L1)^{\wedge}; \quad AZ_2 = 53mgl_3/(296EI). \qquad (10.61)$$

Подставив численные значения, получим 6^=80.2 рад/с (/"$_р$=12.8 Гц).

При расчете по методу Донкерли рассматриваемую систему разбивают на частные системы с одной степенью свободы (см. рис. 10.10,в) и находят их собственные частоты а>[9], о" , а)"'. Собственная частота исходной системы вычисляется по формуле

$$<o \backslash \quad \frac{1}{\{o')^2} \quad \frac{1}{(o'')^2} \quad \frac{1}{(to'')^2} \qquad \textbf{(10.62)}$$

В нашем случае

$$И^2 = М^2 = \frac{j}{9nI} = 30690(\text{рад/с})^2; \quad (o/f = \frac{}{m!} = 9504(\text{рад/с})^2.$$

Подстановка в (1.79) дает од=76.7 рад/с (/"$_д$= 12.2 Гц).

Таким образом, истинное значение *первой* собственной частоты лежит в диапазоне 12.2< /i<12.8 Гц. Значения спектра отклика на рис. 10.1,6, отвечающие этим частотам, соответственно равны:

Для нахождения собственной формы воспользуемся, как было сказано, системой однородных уравнений (1.27,6). Матрица масс системы [М] диагональна, элементы главной диагонали одинаковы и равны массам теплообменников. Матрица податливостей [Л] находится так же, как в п. 10.5.6, Не останавливаясь на вычислении матриц [Л] и [В]=[Л][Л/|, приведем полученную систему уравнений в развернутом виде:

[1] Подробное изложение метода Релея, в том числе учет массы балок, можно найти, например, в [36,53].

$$
\begin{aligned}
&(324\text{-}Ю\sim^{5} \quad и +5.07\text{-}10\sim Vi2 +6.63\text{-}10^{-5}\wedge 13 =0;\\
&5.07 \bullet Ю^{-5}\wedge,] +(Ю5\text{-}10\wedge\text{-}1/\wedge\wedge,2 +5.0710"V,3 =0; \qquad (10.63)\\
&6.63\text{-}10\text{-}Vn +5.0710"Vi2 +(з.24\text{-}10^{-5}\text{-}1/<a\wedge_{13} =0.
\end{aligned}
$$

В силу соотношения (1.26) одно из этих уравнений является следствием двух других. Отбрасывая его, получим

$$
Фи = Ф\backslash ъ = \underset{19724\text{-}1,9467©?}{} Ф\backslash г\text{-} \qquad (10.64)
$$

Принимая ^12=1 и подставляя сюда о)р и fife получим следующие приближенные векторы собственных форм:

$$
М \text{ - } \begin{vmatrix} 08937' \\ 1 \\ 0J8937 \end{vmatrix} \qquad \{Л.\}\text{-} \begin{vmatrix} 0.7092 \\ 1 \\ 0.7092 \end{vmatrix} \bullet \qquad (10.65)
$$

Коэффициент участия Гь вектор {г\\\} и инерционные сейсмические нагрузки вычисляются так же, как в п. 10.5.6. Значения этих нагрузок

$$
\text{ы - } \begin{matrix} 0115\text{-}Ю^{6}\ Н \\ 0129\text{-}10^{6}\ Н \\ 0.115\text{ -}10^{\circ}\ Н \end{matrix} \qquad \text{ы - } \begin{matrix} 0.128\text{-}10^{6} Н] \\ «0.181\text{- }Ю^{6}\ н| \\ 0.128\text{-}10^{6}\ Н \end{matrix} \qquad (10.66)
$$

Как видно, несмотря на достаточно высокую точность определения собственной частоты (5%), разброс значений инерционных сейсмических нагрузок доходит до 40%. Это объясняется, с одной стороны, тем, что собственная частота системы находится в диапазоне резкого снижения спектра отклика, в результате чего при относительно небольшом ее изменении спектральное ускорение изменяется на 25%. Но остальная погрешность вызвана приближенностью самого метода расчета, прежде всего ошибкой в определении собственной формы. В принципе, существуют итерационные методы уточнения собственных частот и форм [36, 41], однако выполнение таких расчетов без применения компьютера достаточно трудоемко, и в этом случае лучше воспользоваться какой-либо подходящей вычислительной программой.

10.6. Оценка сейсмостойкости дизельного двигателя

В данном параграфе приведен пример оценки не прочности, а работоспособности системы (дизельного двигателя) при сейсмическом воздействии.

Дизельные двигатели применяются на атомных электростанциях для привода генераторов аварийного электроснабжения систем,

важных дня безопасности. Эти дизель-генераторные установки включаются в случае потери станцией стационарных источников электроснабжения. Они входят в состав обеспечивающих систем безопасности АЭС и относятся к I категории сейсмостойкости, поэтому должна быть обеспечена их сейсмостойкость вплоть до МРЗ (см. гл. 3).

Сам по себе дизельный двигатель - это чрезвычайно жесткая и прочная конструкция, испытывающая к тому же большие собственные динамические нагрузки. По сравнению с ними дополнительные инерционные сейсмические нагрузки относительно невелики и заведомо неопасны. Однако для бесперебойной работы двигателя должен нормально функционировать целый ряд его вспомогательных систем, к числу важнейших из Которых принадлежит система регулирования скорости и управления подачей топлива.

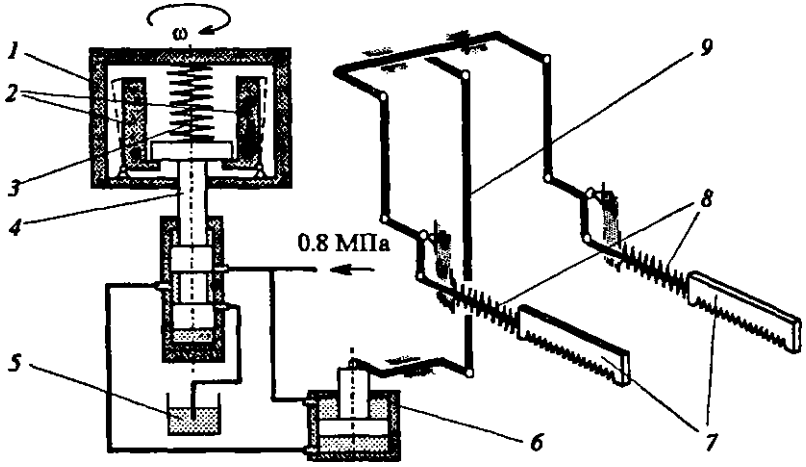


Рис. 10.11. Принципиальная схема системы регулирования скорости и управления подачей топлива дизельного двигателя:

1 - чашка; *2* - грузики; *3* - пружина; *4* - золотник; 5 - слив; *6* - гидравлический сервомотор; 7 - рейки привода топливных насосов; *8* - пружины; *9* - рычажная передача

Упрощенная принципиальная схема системы приведена на рис. 10.11. Регулирование дизеля осуществляется регулятором скорости центробежного типа с гидравлическим сервомотором. Сигнал на регулирование выдается измерителем скорости, показанным в левом верхнем углу рисунка. При работе двигателя вращение передается чашке 7, угловая скорость которой пропорциональна скорости вращения выходного вала машины. В чашке на осях установлены грузики 2, имеющие форму угловых рычагов, подпирающих снизу своими короткими плечами шайбу золотника 4. При постоянной скорости двигателя центробежные силы, действующие на

грузики, уравновешиваются пружиной J. В случае изменения угловой скорости чашки (т.е. скорости вращения выходного вала дизеля) грузики изменяют свое положение и перемещают золотник вверх или вниз. При этим нижняя полость гидравлического сервомотора (цилиндра) б соединяется с напорной магистралью под давлением 0.8 МПа или со сливом (его верхняя полость соединена с напорной магистралью постоянно). Поршень перемещается вверх или вниз и через систему тяг и рычагов *9* перемещает в продольном направлении рейки топливных насосов 7, которые изменяют подачу топлива до тех пор, пока скорость вращения дизеля не станет прежней. Для выбора зазоров в рычажной передаче рейки подперты пружинами 8. Регулятор скорости имет механическую и гидравлическую системы обратной связи, обеспечивающие ускорение и устойчивость регулирования.

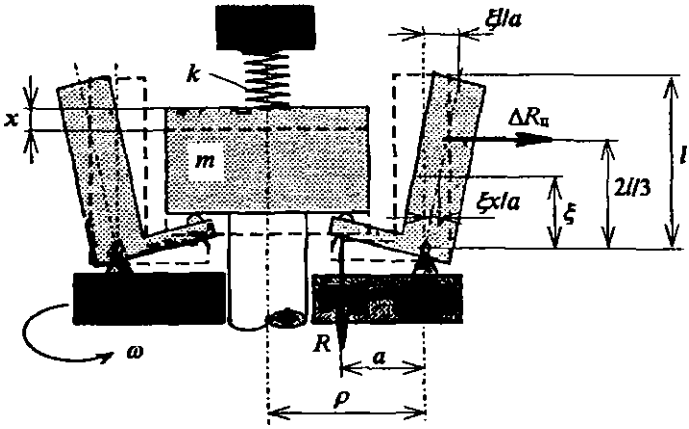


Рис. 10.12. Динамическая модель измерителя скорости

Описанный процесс регулирования рассчитан на относительно медленное изменение параметров работы двигателя. Однако при землетрясении на элементы регулятора будут передаваться дополнительные сейсмические инерционные нагрузки, могущие влиять на его функционирование.

Примем, что сейсмическое воздействие характеризуется спектрами отклика на рис. 10.1. Отметим два обстоятельства. Во-первых, полный анализ работоспособности системы регулирования представляет значительную сложность, и для его выполнения необходимо располагать не только спектрами отклика, но и расчетными акселерограммами. Анализ, приведенный ниже, является оценочным, приближенным, но тем не менее он позволяет судить, необходимо ли более точное исследование. Во-вторых, в нашем анализе не будет учитываться наличие обратной связи. Возможное влияние этого упрощения будет оценено в конце настоящего пункта.

Сначала рассмотрим работу при землетрясении измерителя скорости. Его динамическая модель изображена на рис. 10.12. Перемещение по вертикали массы т (в которую входят масса золотника, его шайбы, крепежных и прочих деталей, поступательно перемещающихся вместе с золотником, а также приведенные массы грузиков) измеряется координатой х, отсчитываемой от положения равновесия. Перемещению массы противодействует пружина с жесткостью *к* и способствует центробежная сила, приложенная к грузикам.

При горизонтальных сейсмических колебаниях инерционная сейсмическая сила направлена поперек оси золотника, т.е. не вызывает его продольных перемещений. На грузики также действуют горизонтальные сейсмические нагрузки, причем в одну сторону на оба грузика. В результате если со стороны одного грузика сила на золотник направлена вверх, то со стороны другого - вниз, и золотник остается на месте. Таким образом, горизонтальные сейсмические колебания на работе устройства не сказываются.

Иная ситуация при вертикальных сейсмических колебаниях: в этом случае инерционная сейсмическая нагрузка действует по оси золотника, а дополнительные сейсмические силы со стороны обоих грузиков приложены к нему в одном направлении, т.е. не уравновешиваются.

Для количественной оценки влияния этих факторов найдем сначала силы, действующие на грузик. Длины его плеч равны *а* и /, их оси симметрии проходят через ось поворота грузика, находящуюся на расстоянии р от оси вращения измерителя скорости (рис. 10.12). Будем считать, что пока перемещение золотника равно нулю, ось симметрии вертикального плеча вертикальна. Тогда действующая на него погонная центробежная сила постоянна по его длине и равна

$$ri = /M^2P* \qquad 00\text{-}67)$$

где /i - погонная масса вертикального плеча; *со* - угловая скорость измерителя.

Допустим теперь, что золотник переместился на величину *х*. Тогда грузик повернется, и точка, лежащая на расстоянии £ от оси его поворота, окажется на расстоянии (р+х£/а) от оси вращения измерителя. Погонная центробежная сила в этой точке

$$= \qquad (10.68)$$

Таким образом, дополнительная погонная центробежная сила, вызванная перемещением золотника, составит

$$= \quad = \quad \backslash \; a \; / \quad = \quad a \qquad (10.69)$$

Она распределена по закону треугольника с вершиной на оси поворота и максимумом */ко² xlfa* . Ее равнодействующая

$$ДЛ_П = //^{\wedge 2} \frac{}{2a}. \qquad (10.70)$$

Произведение ц1 представляет собой массу вертикального плеча грузика, которую мы обозначим как *mi.* Тогда

$$M_{ц} = т_1 У \frac{}{2 а} \qquad (10.71)$$

Эта сила приложена на расстоянии 27/3 от оси поворота и уравновешивается силой *R* со стороны золотника (рис. 10.12):

$$Я = т_x с о^2 \frac{2}{3a} \sim . \qquad (10.72)$$

На золотник действуют равная ей, но противоположно направленная сила, а также аналогичная сила со стороны второго грузика. Кроме того, к нему приложена сила отпора пружины -кх. В итоге сумма действующих на золотник сил составляет

$$В_3 = -^{\wedge}к - т_x(о^2 \qquad х. \qquad (10.73)$$

Таким образом, можно считать, что поступательному перемещению массы т противодействует эквивалентная жесткость

$$к \ ^{\wedge} \ к \ - \ т \ У \ ^{\wedge} \ . \qquad (10.74)$$

Как видно, центробежная сила играет роль "пружины с отрицательной жесткостью", которая может существенно снижать общую жесткость рассматриваемой упругой системы.

Собственная частота колебаний золотника, Гц, составляет

(1075)

$$2/г \ V \qquad т$$

У одного из реальных двигателей численные значения параметров были равны: т=0.350кг; £=3600 Н/м; /т=0.04кг; /=0.042 м; *а*= =0.027 м; о=209,4рад/с (л=2000 об/мин). Подстановка в (10.70) дает /а=7.5 Гц (<$у_3$=46.9 рад/с).

Определим с помощью спектра отклика на рис. 10.1,а максимальное перемещение золотника при землетрясении. Поскольку истинное значение относительного затухания неизвестно, будем считать, что оно составляет от 3 до 7%, Тогда при найденной выше

собственной частоте fi значение спектра лежит в диапазоне Максимальное абсолютное ускорение золотника, м/с^2, равно

$$* a = Л п . Ж . \qquad 0° - ^{76} >$$

что при i4max=0.25 составляет от 7.5 до 17.5 м/с^2. Наконец, воспользовавшись формулой (1.17), вычислим максимальное перемещение золотника:

$$x_з = \frac{x_в}{\omega_з}.$$

В итоге получается, что при землетрясении максимальное перемещение золотника будет от 3.4 до 8 мм. В то же время при нормальном регулировании д вигателя эти перемещения составляют доли миллиметра. Следовательно, при землетрясении регулятор скорости станет выдавать ложные сигналы на изменение подачи топлива в двигатель.

Оценим влияние таких ложных срабатываний регулятора на работу системы управления подачей топлива. Для этого надо знать, как при землетрясении будет измененяться давление в рабочей полости сервомотора. Опыт расчетов показывает, что сейсмические перемещения упругой системы обычно достаточно близки к синусоидальным колебаниям с собственной частотой и единичной амплитудой, умноженным на некоторую функцию, максимум которой равен максимальному перемещению, найденному по спектру отклика. Максимальное перемещение золотника за время землетрясения достигается лишь однажды, но значения, близкие к нему, могут быть получены несколько раз. При каждом цикле колебаний золотника рабочая полость сервомотора будет поочередно подключаться то к напорной магистали, то к сливу. Исходя из этого, примем расчетный закон изменения давления в рабочей полости в виде последовательности прямоугольных импульсов, длительность которых равна половине периода свободных колебаний золотника, т.е. 0.067 с (рис. 10.13). Диаметр поршня сервомотора D=0.065М, а штока d= =0.048 м, полный ход поршня 5=0.024 м. Когда рабочая полость подсоединена к напорной магистрали, сервомотор развивает усилие Ni=1207 Н, а когда к сливу - **N2**=1448 Н.

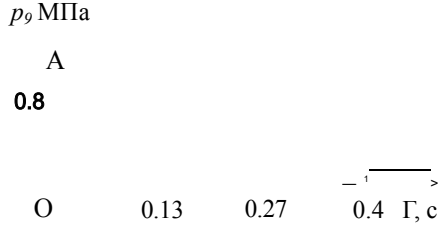


Рис. 10.13. Расчетный закон изменения давления в рабочей полости сервомотора

Вычислим величину перемещения поршня сервомотора за время действия силы *Ni.* Приведенная масса подвижных частей системы

(рычагов, тяг, реек топливных иасосов и т.д.) с учетом соотношения длин плеч рычагов составляет Ш2-25 кг, а приведенная жесткость пружин реек - fa= 1170 Н/м.

Дифференциальное уравнение движения поршня:

$$m_2 x^{\wedge} - k_2 x^{\wedge} N_1. \qquad (10.78)$$

(потери энергии не учитываем, так как они неопределенны и достаточно малы). Оно должно интегрироваться с нулевыми начальными условиями. Если ввести новую переменную

$$Ш - Ж - \frac{\&}{к_2}, \qquad (10.79)$$

то уравнение (10.71) сводится к уравнению свободных колебаний относительно неизвестной и:

$$/«_2 w + it_2 i/ = 0_l \qquad (10.80)$$

или

$$u+g)_2 U = 0j \qquad (10.81)$$

где on - собственная круговая частота:

$$o)_2 = J \text{ — } = 6.84 \text{ рад/с}. \qquad (10.82)$$

Начальные условия: $ы(0) = и_0 = -Л^{\wedge}/к_2$; $ы(0) = w_0 = 0$.

Решение уравнения (10.81) имеет вид

$$ы = \frac{\overline{N_l}}{к_2} - co\, so_2 t. \qquad (10.83)$$

Если бы ход поршня не был ограничен, то при /=0.067 с (время действия силы *N\)* его координата была бы равна ы=-0.93 м, или JC=0.1 1 м. Это много больше полного хода поршня (0.024 м). Следовательно, в каком бы исходном положении он ни находился, под действием импульса давления он переместится в крайнее положение, до упора в крышку цилиндра. То же самое (но в противоположном направлении) произойдет и при подключении рабочей полоста сервомотора к сливу.

Таким образом, под воздействием землетрясения рейки топливных насосов примерно 15 раз в секунду будут перебрасываться из одного крайнего положения в другое, то полностью перйфывая, то увеличивая до максимума подачу топлива. Очевидно, что гарантировать устойчивую работу машины в таком режиме невозможно, Т.е. *системы регулирования скорости и управления подачей топлива, а следовательно, и дизель в целом являются несейсмостойкими.*

Как было сказано выше, в приведенном анализе не принималось во внимание наличие обратной связи. Остановимся коротко на ее возможном влиянии.

Принцип действия гидравлической системы обратной связи заключается в том, что при осевом перемещении золотника к нему **прикладывается** сила, стремящаяся вернуть его в первоначальное положение. Предполагается, что такие перемещения происходят достаточно медленно. Но при сейсмических колебаниях направление движения золотника изменяется на обратное через каждые 0.067 с. Если по каким-либо причинам возвращающий импульс окажется приложен с опозданием на такой интервал времени, то он будет уже не препятствовать, а способствовать перемещению золотника, т.е. влияние обратной связи на систему окажется не успокаивающим, а дестабилизирующим. Но для строгого анализа этих эффектов требуется располагать характеристикой сейсмического воздействия в виде не спектра отклика, а закона сейсмических колебаний основания.

Приложение

Шкала интенсивности землетрясений MSK-64
Медведева-Споихойера-Карника
(описательная часть)

Балл /	Макросейсмические характеристики землетрясения	
1	Реакция людей и окружающей среды	*Не замечается.* Интенсивность колебаний ниже предела чувствительности. Толчки регистрируются только сейсмографами
2	Реакция людей и окружающей среды	*Едва ощущается (очень слабо).* Колебания ощущаются отдельными людьми в покое, особенно иа верхних этажах зданий
3	Реакция людей и окружающей среды	*Слабое. частично ощущается только пуи наблюдении.*Землетрясение ощущается немногими внутри помещений; вне них - только при благоприятных условиях. Вибрация - как от проходящего легкого грузовика. Внимательные наблюдатели отмечают слабое покачивание подвешенных предметов на верхних этажах
4	Реакция людей и окружающей среды	*Отмечается повсеместно.* Землетрясение ощущается многими людьми внутри помещений, и немногими - вие них. Некоторые просыпаются, но никто ие испытывает страха. Вибрация - как от проходящего тяжелого грузовика. Дребезжат окна, двери, посуда. Трескаются полы и стены. Сотрясается мебель. Подвешенные предметы слабо покачиваются. Жидкость в открытых сосудах слабо колеблется. Покачивание стоящих машин
5	Реакция людей и окружающей среды	*Пробуждение.* Ощущается всеми ВНУТРИ помещений и многими вие них. Многие спящие просыпаются, немногие выбегают наружу. Животные испытывают беспокойство. Здания сотрясаются сверху донизу. Значительно покачиваются висящие предметы. Картины стучат о стены или смещаются со своих мест. Неожиданно останавливаются маятниковые часы. Неустойчивые предметы опрокидываются или смещаются. Открытые двери и окна распахиваются или снова захлопываются. Жидкости расплескиваются в небольших количествах из наполненных сосудов. Ощущение вибрации, как от упавшего внутри здания тяжелого предмета
	Повреждения конструкций	Возможны повреждения 1-й степени зданий типа *А*
	Проявления на поверхности земли	Иногда меняется течение источников

Реакция людей и окружающей среды	*Испуг.* Ощущается большинством людей внутри и вне помещений. Многие в испуге выбегают наружу. Немногие теряют устойчивость. Домашние животные выбегают из стойл. В некоторых случаях бьется посуда. Падают книги. Сдвигается тяжелая мебель. Звонят небольшие колокола
Повреждения конструкций	Повреждения 1-й степени единичных зданий типа *В* и многих типа *А;* повреждения 2 -й степени немногих зданий типа А
Проявления на поверхности земли	В немногих случаях возможны трещины шириной I см во влажном грунте. Обвалы в горах. Изменение потока источников и уровня воды в колодцах
Реакция людей н окружающей среды	*Повреждение зданий.* Многие люди в испуге выбегают на улицу. Многие с трудом удерживаются на йогах. Вибрации замечаются людьми, ведущими автомашины. Звонят большие колокола
Повреждения конструкций	Повреждение многих зданияй типа С по 1-й степени; многих типа *В* - по 2-й; многих типа *А* - по 3-й, и немногих - 4-й. В отдельных случаях оползни на крутых склонах дорог, трещины иа дорогах. Повреждаются спаи трубопроводов. Трещины в каменных стенах
Проявления на земной поверхности	На воде образуются волны и она мутнеет от ила. Меняются уровни воды в колодцах и в течениях источников. В некоторых случаях возрождаются высохшие источники и высыхают существующие. В отдельных случаях - обвалы песчаных или гравийных склонов
Реакция людей и окружающей среды	*Разрушение зданий.* Испуг и паника. Водители автомашин испытывают сотрясения. На деревьях обламываются ветви. Сдвигается и иногда переворачивается тяжелая мебель. Разваливаются подвешенные лампы
Повреждения конструкций	Многие здания типа *С* повреждаются по 2-й степени, немногие - по 3-й; многие типа *В* - по 3-й; многие типа А - по 4-й. Редкие случаи повреждения спаев труб. Сдвигаются и поворачиваются монументы. Опрокидываются надгробные памятники. Рушатся каменные стены
Проявления иа земиой поверхности	Небольшие оползни в лощинах и на крутых откосах насыпей дорог, трещины в грунте шириной в несколько сантиметров. Мутнеет вода в озерах. Образуются новые водохранилища. Возрождаются засохшие колодцы и пересыхают существующие. Во многих случаях меняется течение и уровень воды

Балл *I*	Макросейсмические характеристики землетрясения	
9	Реакция людей и окружающей среды	*Общее повреждение зданий.* Обшая паника. В смятении и с воем разбегаются звери. Значительное повреждение мебели
	Повреждения конструкций	Многие здания типа С повреждаются по 3-й степени, немногие - по 4-й; многие типа *В* - по 4-й, немногие - по S-й; многие типа *А* - по 5-й. Падают памятники и колонны. Значительные повреждения резервуаров, частично рвутся подземные трубопроводы. В отдельных случаях гнутся железнодорожные линии и повреждаются автомобильные дороги
	Проявления на земной поверхности	На низменных участках (иа равнине) наблюдаются выбросы песка, воды и ила. Грунт изборожден небольшими трещинами, отдельные шириной до 10 см, на склонах и по берегам рек - более 10 см. Обваливаются скалы. Много обвалов и выбросов земли. Огромные волны иа воде. Высохшие колодцы возрождаются, а существующие - высыхают
10	Реакция людей и окружающей среды	*Общее разрушение зданий*
	Повреждения конструкций	Многие здания типа С разрушаются по 4-й степени, немногие - по S-й; многие типа *В* - по S-й; большинство типа *А* - по S-й. Серьезно повреждаются дамбы и плотины. Тяжелые повреждения мостов. Слегка изгибаются рельсы. Возникают волны иа дорожном покрытии
	Проявления на земной поверхности	Трещины в грунте шириной до нескольких дециметров, иногда - до 1 м. Возникают широкие расщелины, параллельные течениям рек. Оползни рыхлого грунта с крутых склонов, возможны значительные оползни с берегов рек и крутых склонов. В прибрежных районах происходит смещение песка и ила. Вода выплескивается из каналов, озер, рек. Образуются новые озера
11	Реакция людей и окружающей среды	*Катастрофа*
	Повреждения конструкций	Сильно повреждаются хорошо построенные здания, мосты, дамбы, железнодорожные пути. Разрушаются шоссейные дороги, подземные трубопроводы
	Проявления на эемиой поверхности	Грунт значительно изборожден широкими трещинами и расщелинами, как при горизонтальных, так и при вертикальных подвижках грунта. Многочисленные оползни и обвалы в горах. Интенсивность землетрясения следует исследовать специально

Балл *I*	Макросейсмические характеристики землетрясения	
	Реакция людей и окружающей среды	*Изменение ландшафта.*
	Повреждения конструкций	Повреждаются или разрушаются практически все конструкции иа земле и под землей
12	Проявления иа земной поверхности	Сильно меняется поверхность грунта, значительные трещины в нем с интенсивными горизонтальными и вертикальными подвижками. Обвалы скал и оползни берегов на значительных расстояниях. Озера запруживаются. Появляются водопады. Реки меняют направления течений. Интенсивность землетрясения следует исследовать специально

Примечания:

1) Оценка повреждений дана для зданий следующих типов, возводимых *без антисейсмических усилений:*

А - *со* стенами из рваного камня, кирпича-сырца, глинобитными;

В - со стенами из обожженного кирпича, природных и бетонных крупны блоков и мелких камней правильной формы;

С - крупнопанельных, со стальным и железобетонным каркасом, деревяины хорошей постройки.

2) Степени повреждений:

1 - *легкие повреждения* - небольшие трещины в стенах, откалывание неболь ших кусков штукатурки;

2 - *умеренные повреждения* - небольшие трещины в стенах и в стыках межд панелями, откалывание довольно больших кусков штукатурки; падени черепицы с крыш, трещины в дымовых трубах, падение частей дымовы труб;

3 - *тяжелые повреждения* - большие глубокие и сквозные трещины в стенах значительные трещины в стыках меВДУ панелями, откалывание довольн больших кусков штукатурки; падение дымовых труб;

4 - *разрушения* - обрушение внутренних стен и стен заполнения каркаса, час тей зданий, проломы в стенах, разрушение связей между отдельными час тями зданий;

5 - *обвалы* - полное разрушение зданий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Айзенберг Я.М. и др. Адаптивные системы сейсмической защиты сооружений. М.: Наука, 1978.

2. **Батэ К.-Ю, Вильсон ЕЛ.** Численные методы анализа и метод конечных элементов. М.: Стройиздат, 1982.

3. **Бнрбраер А.Н.» Шульман СТ.** Расчет сейсмостойкости резервуаров с жидкостью, применяемых иа АЭС // Изв. ВНИИГ им. Веденеева. 1977. Т. 118. С. 91-101.

4. Бнрбраер А.Н., Шульман С.Г. Определение сейсмических нагрузок на оборудование АЭС//Изв. ВНИИГ им. Веденеева. 1979. Т. 131. С. 63-69.

5. **Бнрбраер А.Н., Шульман С.Г.** Численное решение некоторых задач гидроупругости //Изв. ВНИИГ им. Веденеева. 1981. Т. 151. С. 13-18.

6. **Бнрбраер** А.Н., **Шульман СТ.** Оценка сейсмостойкости сооружений и оборудования АЭС в рамках нормативной методики // Энергетическое строительство. 1987. Mb 1. С. 19-22.

7. **Бнрбраер** А.Н., **Шульман С.Г.** Прочность и надежность конструкций АЭС при особых динамических воздействиях. М: Энергоатомиздат, 1989.

8. **Гвоздев А.А.$_{г}$ Залесов А.С., Серых РЛ.** Новые нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций. // Бетон и железобетон, 1985. №6. С. 5-6.

9. **Гольденблат И.И., Николаенко Н.А.** Расчет конструкций на действие сейсмических и импульсивных сил. М: Госстройиздат, 1961.

10. **Горбунов-Посадов М.И.** Расчет конструкций на упругом основании. М.: Стройиздат, 1953.

11. **Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И.** Расчет конструкций на упругом основании. М: Стройиздат, 1984.

12. ГОСТ 16962.2-90. Изделия электротехнические. Методы испытаний на стойкость к механическим внешним воздействующим факторам. М.: Изд-во стандартов, 1990.

13. **Динамический** расчет зданий и сооружений / М.Ф. Барштейн, В.А. Ильичев, Б.Г. Коренев и др. М: Стройиздат, 1984.

14. **Динамический** расчет сооружений на специальные воздействия (Справочник проектировщика)/Под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. М: Стройиздат, 1981.

15. **Зенкевич О., ЧангИ.** Метод конечных элементов в теории сооружений и в механике сплошных сред. М.: Машиностроение, 1985.

16. **Иванов П.Л.** Грунты **и** основания гидротехнических сооружений. М.: Высшая школа, 1985.

17. **Кириллов А.Л., Амбриашвили** ЮЈС. Сейсмостойкость атомных электростанций. М.: Энергоатомиздат. 1985.

18. Кириллов А Л., Крылов **В** Л., СаргснпА.Е. Взаимодействие фундаментов сооружений электростанций с основанием при динамических нагрузках. М: Энергоатомиздат, 1984.

19. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. М.: Стройиздат, 1979.

20. Константинов И.А. Динамика гидротехнических сооружений. Расчет плотин на сейсмические воздействия: Учебное пособие. JL, 1976.

21. Корн Г.$_9$ Корн Т. Справочник по математике. М.: Наука, 1984.

22. Котельников В.А. О пропускной способности "эфира" и проволоки в электросвязи. М.: Ред. упр. связи РККА, 1938.

23. Котельников В.А. Теория потенциальной помехоустойчивости. М.-JI: Госэнергоиздат, 1956.

24. Кульмач П Л. Гидродинамика гидротехнических сооружений (основные плоские задачи). М.: Изд-во АН СССР, 1963.

25. Мартемьяиов А.И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1985.

26. Методические рекомендации по определению динамических свойств грунтов, скальных пород и местных строительных материалов. П 01-72. // ВНИИГ им. Веденеева, 1972

27. Налетваридзе Ш.Г. Некоторые задачи инженерной сейсмологии. Тбилиси: Изд-во "Мецниереба", 1973.

28. Николаенко Н.А., Ульянов С.В. Статистическая динамика машиностроительных конструкций. М.: Машиностроение, 1977.

29. Нормы проектирования сейсмостойких атомных станций. ПиН АЭГ-5-006-87. М.: Энергоатомиздат, 1989.

30. Нормы расчета на прочность оборудования и трубопроводов атомных энергетических установок. ПНАЭ Г-7-002-86 / Госатомэнергонадзор СССР. М.: Энергоатомиздат, 1989.

31. НьюмаркН, РозеиблюэтЭ. Основы сейсмостойкого строительства. М.: Стройиздат, 1980.

32. Общие положения обеспечения безопасности атомных станций (ОПБ-88). ПН АЭ Г-1-011-89. М.: Энергоатомиздат, 1990.

33. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. М.: Стройиздат, 1980.

34. Основания реакторных отделений атомных станций. ПиН АЭ-5.10-87. Миатомэнерго СССР, 1989.

35. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений / К.С. Завриев, А.Г. Назаров и др. М.: Стройиздат, 1970.

36. Пановко **Я**.Г. Основы прикладной теории колебаний и удара. JI.: Машиностроение, 1976.

37. Пановко **ЯТ.** Введение в теорию механических колебаний. М.: Наука, 1991.

38. Поляков С Л. Сейсмостойкие конструкции зданий. М.: Высшая школа, 1983.

39. Полнков В.С., Килимиик ЛД11., Черкашин АЛ. Современные методы сейсмозащиты зданий. М.: Стройиздат, 1989.

40. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.-01.83) / НИИОСП им. Герсеванова. М.: Стройиздат, 1986.

41. Прочночть, устойчивость, колебания. Справочник в трех томах, Т. 3 / Под ред. М.А.Биргера, Я.Г. Пановко. М.: Машиностроение, 1968.

42. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины н их расчет. Jl.: Стройиздат, 1964 (I изд.), 1979 (II изд.).

43. Свнтловский А.Е., Силкин Б.И. Цунами ие будет неожиданным. Jl.: Гидромегеоиздат, 1973.

44. Сейсмическое районирование территории СССР. М.: Наука, 1980.

45. Сейсмостойкость атомных электростанций / Сост. А.Н. Бирбраер, С.Г. Шульман. М.: Информэиерго. 1979.

46. СНиП П-7-81*. Строительство в сейсмических районах / Минстрой России. М.: ГП ЦПП, 1995.

47. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1995.

48. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты/Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.

49. СНиП 2.02.05-87. Фундаменты машин с динамическими нагрузками / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.

50. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987.

51. СНиП 2.03.01-34. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.

52. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений (Расчетно-теоретнческий); под ред. А.А. Уманского. М.: Госстройиздат, 1960.

53. Тимошенко СЛ. Колебания в инженерном деле. М.: Физматгиз, 1959.

54. Тимошенко СЛ., Гере Да. Механика материалов. М.: Мир, 1976.

55. ТИмошенко СЛ., Янг Д.Х., Уивер У. Колебания в инженерном деле. М.: Машиностроение, 1985.

56. Уздии А.М., Сандович Т.А., Самих А.Н.М. Основы теории сейсмостойкого строительства зданий и сооружений. С.-Петербург: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1993.

57. Шебалин НЛ. Методы использования инженерно-сейсмологических данных при сейсмическом районировании // Сейсмическое районирование территории СССР. М.: Наука, 1968. С. 95-111.

58. Шульман СТ. Расчеты сейсмостойкости гидросооружений с учетом влияния водной среды. М.: Энергия, 1976.

59. Шульман СТ., Кауфман БД. Собственные колебания осциллятора, Взаимодействующего с упругой полуплоскостью // Изв. ВНИИГ им. Веденеева. 1978. Т. 122. С. 105-108.

60. Abbot M.B. Elements of the Theory of Free Surface Flows-Computational Hydraulics. // Pitman Publ. Ltd., London, 1980.

61. American National Standard. Earthquake Instrumentation Criteria for Nuclear Power Plants. ANSI N18.5-1974 // Appr. Jan. 9, 1974. American National Standard Inst., Inc.

62. Bahar Y. Optimal digization of earthquake records // *Nucl Engng. and Des.* 1977. Vol. 44. P. 263-267.

63. Bathe K.G. Finite Element Procedures in Engineering Analysis *if* Prentice-Hall Inc., 1982.

64. Bathe K.G., Wilson E.L. Stability and Accuracy Analysis of Direct Integration Methods *H Earthquake Engng. and Struct. Dyn.* 1983, Vol. 1. P. 283-291.

65. BeniofFH. The Physical Evaluation of Seismic Destructiveness // *Bull. SeismoL Soc. of America.* 1934. Vol. 24. P. 398.

66. Biggs JJM. Seismic Response Spectra for Equipment Design in Nuclear Power Rants // *Pmoc., 1 Int. Conf. Struct. Mech. in Reactor Technol.* Paper K 4/7. Berlin. 1971.

67. Biot M.A. Theory of Vibration of Buildings During Earthquake // *Zeitschrift fur Angevandte Mathemaiic wui Mechanic.* 1934. Band 14, Heft 4.

68. Biot M.A. Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology // *Trans., ASCE.* 1943. Vol. 108. P. 365.

69. Brigham E.O. The Fast Fourier Transform // Prentice-Hall Inc. 1974.

70. Chan S.P., Cox H.L., Benfield W.A. Transient Analysis of Forced Vibrations of Complex Structural-Mechanical Systems // *Journ. Royal Aeronautical Soc*. 1962. Vol. 66. P. 457-460.

71. Chu S.L., Amin M., Singh S. Spectral Treatment of Actions of Three Earthquake Components on Structures // *Nucl Engng. and Des.* 1972. Vol. 21. P. 126-136.

72. Cloud R.L. Structural Mechanics Applied to Pressurized Water Reactor Systems // *Nuclear Design.* 1978. Vol. 46, No 2.

73. Combining Modal Responses and Spatial Components in Seismic Response Analysis. Regulatory Guide 1.92, Rev. 1 // *U.S. Nuclear Regulatory Commission.* F*db*. 1976.

74. Connor I.I., Brebbia C.A. Finite-Element Techniques for Fluid Flow // Newness-Butterworths, London-Boston, 1977.

75. Cooley J.W., Tulcey J.W. An Algorithm for the Machine Calculations of Complex Fourier Series // *Mathematics of Computation*, 1965. Vol. 19, No 90.

76. Damping Values for Seismic Design of Nuclear Power Plants. Regulatory Guide 1.61 // *U.S. Atomic Energy Commission*. Oct. 1973.

77. Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants. Regulatory Guide 1.60 // *U.S. Nuclear Regulatory Commission.* Dec. 1973.

78. Development of Floor Design Response Spectra for Seismic Design of Floor-Supported Equipment or Components. Regulatory Guide 1.122, Rev. 1 // *U.S. Nuclear Regulatory Commission*. Dec. 1978.

79. European Utility Requirements for LWR Nuclear Power Plants. V. 2. "Generic Requirements*, Chap. 4. "Design Basis (Part 2)*. Rev. A, March 1994.

80. Forsythe G.E., Moler C.B. Computer Solution of Linear Algebraic System // Prentice-Hall Inc. 1967.

81. Gupta A.K., Chen **D**.C. A Simple Method of Combining Modal Responses // *Proc7 Int. Conf. Struct. Mech. in Reactor Technol* Paper No. K3/10. Chicago. 1983.

82. Gupta A.K.j Chu S.L. Equivalent Modal Response Method for Seismic Design of Structures *UNucl Engng. andDes.* 1977. Vol. 44. P. 87-91.

83. Gupta A.K. Approximate Design for Three Earthquake Components // *Journ. Engng,. Mech. Div., ASCE.* 1978. Vol. 104 (EM6). P. 1455-1456.

84. Gupta AX Rational and Economic Multicomponent Seismic Design of Piping Systems // *Journ. Pressure Vessel Techno!., ASME.* 1978. Dec.

85. Gutenberg B., RichterC.F. Earthquake, Magnitude, Intensity, Energy arid Acceleration *H Bull. Seismological Soc. of America.* 1942. Vol. 32.

86. Guyan R.J. Reduction of Stiffness and Mass Matrices *II AIAA Journ.* 1965. Vol. 3. P. 380.

87. Hadjian A.H. Seismic Response of Structures by the Response Spectrum Method *UNucl. Engng. andDes.* 1981. Vol. 66, No 2. P. 179-201.

88. Hadjian A.H. Ellison, B. Decoupling of Secondary Systems for Seismic Analysis *I I Proc., ASME Pressure Vessel and Piping Conf.* San Antonio. 1984.

89. Hadjian A.H. Hamilton, C.W. Probabilistic Frequency Variations of Concrete Structures//^ *Int. Conf. Struct. Mech. in Reactor Technol* Berlin. 1973.

90. Houbolt J.C. A Recurrence-Matrix Solution of Dynamic Response of-Elastic Aircraft // *Journ. of Aeronautical Sciences,*, 1950. P. 540-550.

91. Housner J-V. Dynamic Pressure on Accelerated Fluid Containers // *Bull. Seismological Soc. of America.* 1957. Vol. 47, No 1.

92. Housner G.W. Characteristics of Strong-Motion Earthquakes // *Bull. Seismological Soc. of America.* 1974. Vol. 37, No 1.

93. Irons BЖ. Structural Eigenvalue Problems: Elimination of Unwanted Variables *U AIAA Journ.* 1965. Vol. 3. P. 961-962.

94. Krutzik N.J., Petrovsld D., Sachanski S. Dynamic Response of Belene WER-1000 to Seismic Loading Conditions *H Preprints, 12 SMiRT-Post-Conf. Seminar*. Vienna. 1993, Aug. 23-25.

95.LinC.W., LoseffF. A New Approach to Compute System Response With Multiple Support Response Spectra Input *II Nucl. Enging. and Des.* 1980. Vol. 60. P. 347-352.

96. Liy S.G., Fagel L.W. Earthquake Interaction by Fast Fourier Transform *H Journ. Engng. Mech. Div., ASCE.* 1971. Vol. 97, No EM4.

97. Lysmer J., Kuhlemeyer ILL. Finite Dynamic Model for Infinite Media // *Journ. Engng. Mech. Div., ASCE.* 1969. Vol. 95, No EM4. P. 859-877.

98. Lysmer J., Waas G. Shear Waves in Plane Infinite Structures // *Journ. Engng. Mech. Div., ASCE.* 1972. Vol. 98, No EMI. P. 85-105.

99. **Mondkar Powell** G.H. Large Capacity Equation Solver for Structural Analysis // *Computers and Structures.* 1974. No 4.

100. **Newmark N.M.** A Method of Computation for Structural Dynamics // *Journ. Engng. Mech. Div., ASCE.* 1959. Vol. 85, No EM3. P. 67-94.

101. Newmark N.M., Hall **W. J.** Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities // *Proc., 4 World Conf. Earthquake Engng.*, Santiago, Chile. 1969.

102. **Newmark N.M., Blume** J.A., Kapnr K.K. Seismic Design Spectra for Nuclear Power Hants // *Journ. Power Div., ASCE.* 1973. Vol. 99, No P02. P. 287-303.

103. **Nour-Omid B., Clough R.W.** Dynamic Analysis of Structures Using Lan czos Coordinates *11 Earthquake Engng. and Struct. Dyn.* 1984. No 12. P. 565-577.

104. **Paz** M. Dynamic Condensation // *AIAA Journ.* 1984. Vol. 22, No 5. P. 724-727.

105. Peters K., Schmitz D., Wagner W. The Problem of Resonance in the Evaluation of Floor Response Spectra // *Proc., 4 Int. Corf. Struct. Mech. in Reactor Technol.* San Francisco. **1977.**

105a. Reactor Site Criteria Including Seismic and Earthquake Engineering Criteria for Nuclear Power Plants // *U.S. Nuclear Regulatory Commission.* 10CFR. Parts 21, 50, 52, 54 and 100. Federal Roister / v. 61, No. 239 / Wednesday, December 11,1996 / Rules and Regulations, pp. 65157-65174.

106. Regelentweerfvorschlag zu KTA 2201.03: Auslegung on Kerncraftwerken gegen seismische Einvirkungen. Teil 3: Auslegung der baulichen Anlagen.

107. Rosenblueth E. Elordin J. Response of Linear Systems to Certain Transient Disturbances *I I Proc., 4 World Corf, on Earthquake Engng.,* Santiago, Chile. 1969. Vol. 1.

108. Rosenblneth E., Contreras H. Approximate Design for Multicomponent Earthquakes // *Journ. Engng. Mech. Div., ASCE.* 1977. Vol. 103, No EM5. P. 881-893.

109. **Safety** Series No 50-SG-D15. Seismic Design and Qualification for Nuclear Power Plants. A Safety Guide // *International Atomic Energy Agency,* Vienna. 1992.

110. **Safety** Series No 50-SG-S1 (Rev. **1).** Earthquakes and Associated Topics in Relation to Nuclear Power Plant Siting. A Safety Guide // *International Atomic Energy Agency*, Vienna. 1991.

111. Sato H., Kamazaki M., OhorlM. An Extensive Study on a Simple Method on Estimating Response Spectrum Based on a Simulated Spectrum // *Proc., 4 Int. Corf, on Struct. Mech. in Reactor Technol* San Francisco. 1977.

112. **Scanlan R.H., Sachs** K. Development of Compatible Secondary Spectra Without Time Histories *H Proc., 4 Int. Conf. on Struct. Mech. in Reactor Technol* San Francisco. 1977.

113. Schmitz D., Peters K. Direct Evaluation of Floor Response Spectra from a Given Ground Response Spectrum // *Proc., 4 Int. Conf. on Struct. Mech in Reactor Technol* San Francisco. 1977.

114. **Seed** H.B., Ugas C, Lysmer J. Site-Dependent Spectra for Earthquake Resistant Design // *Bull Seismological Soc. of America.* 1976. Vol. 66, No 1. P. 221-243.

115. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary on Standard for Analysis of Safety-Related Nuclear Structures // *ASCE Standard*, Sept. 1986.

116. Schnabel B., Lysmer J., SeedH.B. SHAKE. A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites // *College of Engineering University of California.* Berkeley, California. Dec. 1972.

117. Shibata H., et al. Development of Aseismic Design of Piping, Vessels, and Equipment in Nuclear Facilities // *Nucl Engng. and Des.* 1972. Vol. 22, No 2. P. 247.

118. Singh M J \ Generation of Seismic Floor Spectra // *Journ. Engng. Mech. Div., ASCE.* Oct. 1975.

119. **Standard** Review Plan for the Review of Safety Analysis Reports for Nuclear Power Plants. NUREG-0800 // *U.S. Nuclear Regulatory Commission.* June 1987.

120. Stevensou **J.D.** Structural Damping Values as a Function of Dynamic Response Stress and Deformation Levels // *Nucl Engng. and Des.* 1980. Vol. 60. P. 211-238.

121. Structnral Analysis and Design of Nuclear Plant Facilities. Manual. (Ed. J.D. Stevenson) // *ASCE.* 1980.

122. Tbailer H.J. Spectral Analysis of Complex Systems Supported at Several Elevations *I I Journ. of Pressure Vessel Technol, ASME*, 1976. Vol. 98.

123. **TsaiN.C.** Transformation of Time Axes of Accelerogramms // *Journ. Engng. Mech. Div., ASCE.* 1969. Vol. 95, No EM2.

124. **Tsai N.C.** Spectrum-Compatible Motions for Design Purposes // *Journ. Engng Mech. Div., ASCE*. April 1974.

125. Veletsos AJS. Seismic Effects in Flexible Liquid Storage Tanks // *Proc., 5 World Conf on Earthquake Engng.* Rome, 1974.

126. **Westergaardt H.M.** Pressures on Dams during Earthquakes // *Proc. ASCE.* 1931. Vol- 57, No 9. P. 1303-1318.

127. Wilson E**.L.,** Bayo E.P. Use of Special Ritz Vectors in Dynamic Substructure Analysis *II Journ. of Struct. Engng.* 1986. Vol. 112, No 8. P. 1944-1954.

128. Wolf J T. Dynamic Soil-Structure Interaction // N-Y. Prentice-Hall Inc., 1985.

129. **Wn R.W., Hassan F.A., Lni L.K.** Seismic Response Analysis of Structural System Subjected to Multiple Support Excitation // *Nucl Engng. and Des.* 1978. Vol. 47.

Список сокращений

АСЗ	–	активная сейсмозащита
АЧХ	–	амплитудно-частотная характеристика функции (вещественная часть трансформанты Фурье)
АЭС	.	атомная электростанция
БПФ	.	быстрое преобразование Фурье
ВВЭР	.	водо-водяной энергетический реактор
ВСО	.	взаимодействие сооружения с основанием
ИА	.	исходная акселерограмма
и с д	.	исходное сейсмическое движение основания
ККСК	.	квадратный корень из суммы квадратов
л е т	.	линейно-спектральная теория сейсмостойкости
МАГАТЭ	.	Международное агентство по атомной энергии
МКЭ	.	метод конечных элементов
МРЗ	.	максимальное расчетное землетрясение
ММ	–	модифицированная шкала сейсмической интенсивности Меркалли
МПА	.	максимальная проектная авария
ННУЭ	.	нагрузки при нарушении нормальных условияй эксплуатации АЭС
НУЭ	–	нагрузки при нормальных условиях эксплуатации АЭС
ПА	.	поэтажная акселерограмма
ПЗ	.	проектное землетрясение
ПС	.	поэтажный спектр отклика
ССИ	–	система сейсмоизоляции
т в э л	.	тепловыделяющий элемент
УНП	.	ускорение нулевого периода
ЭВМ	.	электронная вычислительная машина
JMA	–	шкала сейсмической интенсивности Японского метеорологического агентства
MSK-64	–	шкала сейсмической интенсивности Медведева-Спонхойра-Карника, версия 1964 г
OBE	–	Operating Basis Earthquake - то же, что ПЗ (обозначение по нормам США)
SLI	.	то же, что ПЗ (обозначение МАГАТЭ)
SL2	–	то же, что МРЗ (обозначение МАГАТЭ)
SSE	–	Safe Shutdown Earthquake - то же, что МРЗ (обозначение по нормам США)

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 5

Глава 1. Основные понятия динамики конструкций. 7

1.1. Число степеней свободы системы 7
1.2. Свободные и вынужденные колебания линейного некоисервативного осциллятора 10
1.3. Свободные и вынужденные колебания дискретных систем 15
1.4. Свободные и вынужденные колебания континуальных систем 22
1.5. Приближенные методы вычисления собственных частот и форм 25

Глава 2. Исходная сейсмологическая информация 28

2.1. Землетрясения и связанные с ними явления 28
2.2. Характеристики силы землетрясения. Сейсмические шкалы . 32
2.3. Количественные характеристики сейсмических движений грунта 34
2.3.1. Пиковые значения сейсмических движений грунта 34
2.3.2. Законы сейсмических колебаний грунта 35
2.3.3. Спектры отклика 36
2.4. Задание исходной сейсмологической информации для проектирования АЭС 38
2.4.1. Предварительные замечания 38
2.4.2. Проектное и максимальное расчетное землетрясения 39
2.4.3. Пиковые значения ускорений грунта 41
2.4.4. Расчетные спектры отклика 41
2.4.5. Расчетные законы колебаний грунта 45
2.4.6. Скорости распространения сейсмических волн 48
2.4.7. Обратное влияние сооружений АЭС иа сейсмические колебания грунта 49
2.5. Задание исходной сейсмологической информации для проектирования неядерных объектов 50

Глава 3. Общие принципы обеспечения сейсмостойкости АЭС. 53

3.1. Предварительные замечания 53
3.2. Категории сейсмостойкости элементов АЭС 53
3.3. Требования по сейсмостойкости к элементам различных категорий 56

Глава 4. Методы расчета конструкций на сейсмостойкость 58

4.1. Предварительные замечания 58
4.2. Статическая теория сейсмостойкости 59
4.3. Динамический анализ 60
4.4. Анализ с использоаинем интегральных преобразований . 63
4.5. Линейио-спектральная теория сейсмостойкости 67
4.5.1. Предварительные замечания 67

4.5.2. Модальные инерционные сейсмические нагрузки . 67
4.5.3. Модальный сейсмический отклик с и с т е м ы 70
4.5.4. Суммарный (расчетный) сейсмический отклик системы 71
4.5.5. Число собственных форм, учитываемых в расчете. 75
4.5.6. Учет многокомпонентности сейсмического воздействия 77
4.5.7. Одновременный учет нескольких компонент отклика 80
4.5.8. Преимущества и недостатки линейно-спектральиой теории сейсмостойкости 90
4.6. Расчет многоопорных подконструкции 92

Г л а в а 5. Схематизация зданий для расчета вынужденных сейсмических колебаний 94

5.1. Общие требования к расчетной схеме здания 94
5.2. Основная система и подсистемы 95
5.3. Примеры схематизации зданий 97
5.3.1. Абсолютно твердое тело 97
5.3.2. Стержни с сосредоточенными массами 97
5.3.3. Рамы с сосредоточенными массами 103
5.3.4. Схематизация по методу конечных элементов . 105
5.3.5. Эквивалентные модальные осцилляторы 108
5.4. Учет потерь энергии в системе "сооружение-основание" . 108

Г л а в а 6. Учет влияния оснопания п сейсмических расчетах сооружений 114

6.1. Предварительные замечания 114
6.2. Расчетные динамические характеристики грунтов 114
6.3. Характер влияния основания иа колебания сооружения . 116
6.4. Метод эквивалентных динамических характеристик основания 118
6.4.1. Предварительные замечания 118
6.4.2. Определение расчетного сейсмического воздействия . 119
6.4.3. Эквивалентные динамические характеристики основания 122
6.4.4. Влияние заглубления сооружения в основание. 128
6.5. Прямой метод учета взаимодействия сооружения с основанием 129
6.6. Взаимодействие сооружений через грунт 131
6.7. О практическом применении различных методов учета взаимодействия сооружения с основанием 132
6.8. Особенности расчета несущей способности оснований при сейсмическом воздействии 133

Г л а в а 7. Расчет поэтажных акселерограмм и спектров отклика 137

7.1. Поэтажные акселерограммы и спектры отклика 137
7.2. Расчет поэтажных спектров отклика 138
7.3. Расчет поэтажных акселерограмм 142
7.4. Заключение 144

Глава 8. Обеспечение сейсмостойкости строительных конструкций 145

8.1. Одношаговый и многошаговый сейсмический расчет. . . 145
8.2. Сейсмический расчет строительных конструкций неядерных объектов 146
8.2.1. Определение инерционных сейсмических нагрузок 146
8.2.2. Сочетания нагрузок и расчетные прочностные характеристики материалов. 152
8.3. Сейсмический расчет строительных конструкций АЭС . . 154
8.3.1. Определение инерционных сейсмических нагрузок 154
8.3.2. Сочетания нагрузок и расчетные прочностные характеристики материалов. 155
8.4. Пример расчета сейсмических усилий в строительных конструкциях. 157
8.4.1. Континуальная расчетная схема. 158
8.4.2. Дискретные расчетные схемы несущих балок . . . 162
8.5. Некоторые рекомендации по объемно-планировочным и конструктивным решениям зданий. 164
8.6. Системы активной сейсмозащиты зданий. 167
8.6.1. Сейсмоизоляция. 167
8.6.2. Адаптивные системы сейсмозащиты. 169
8.6.3. Системы с повышенным демпфированием - . . . 170
8.6.4. Системы с гасителями колебаний. 170
8.6.5. Некоторые замечания и выводы. 171

Глава 9. Сейсмические расчеты специальных конструкций 173

9.1. Конструкции, взаимодействующие с жидкостью 173
9.1.1. Влияние жидкости иа сейсмические колебания конструкции. 173
9.1.2. Расчет блока береговой насосной станции 176
9.1.3. Расчет затвора бассейна хранилища отработавшего топлива. 180
9.1.4. Конструкции, погруженные в жидкость 185
9.2. Резервуары с жидкостью. 187
9.2.1. Предварительные замечания. 187
9.2.2. Прямоугольный резервуар. 188
9.2.3. Расчет бассейна выдержки отработавшего топлива 191
9.2.4. Цилиндрический резервуар. 192
9.2.5. Расчет цилиндрического резервуара на упругих опорах. 194
9.2.6. Расчет с использованием присоединенных масс жидкости. 196
9.3. Протяженные конструкции в грунте. 199
9.3.1. Задачи и методы расчета. 199
9.2.3. Сейсмический расчет туннеля в мягком грунте 202

Глава 10. Сейсмостойкость оборудования и трубопроводов АЭС 205

10.1. Общие положения. 205
10.2. Методы проверки сейсмостойкости. 206
10.2.1. Расчетные методы. 206

10.2.2. Стендовые испытания 207
10.3. Способы снижения сейсмических нагрузок 208
10.4. Аппаратура сейсмической защиты и контроля 209
10.5. Примеры расчета сейсмических нагрузок иа опорные конструкции оборудования 209
10.5.1. Предварительные замечания 209
10.5.2. Оборудование, схематизируемое как абсолютно твердое тело 210
10.5.3. Вертикальные колебания теплообменника (одна степень свободы, прямолинейные колебания) . 211
10.5.4. Колебания теплообменника в плоскости опорных балок (одна степень свободы, угловые колебания) 213
10.5.5. Колебания теплообменника перпендикулярно опорным балкам (две степени свободы, прямолинейные и угловые колебания) 215
10.5.6. Колебания двух теплообменников на общей опорной конструкции (две степени свободы, прямолинейные колебания) 221
10.5.7. Колебания мостового крана с грузом на крюке (две степени свободы, прямолинейные колебания) . 224
10.5.8. Приближенное определение инерционных сейсмических нагрузок иа дискретную систему 224
10.6. Оценка сейсмостойкости дизельного двигателя 227

Приложение. Шкала интенсивности землетрясений Медведе-па-Спонхойра-Кариика (MSK-64) 235

Литература 239

Список сокращений 246

Preface. 5

Chapter 1. Elements of Dynamics of Structures. 7

1.1. Number of System's Degrees of Freedom. 7
1.2. Free and Forced Vibrations of a Single-Degree-of-Freedom Linear Damped Oscillator. 10
1.3. Discrete Systems Free and Forced Vibrations. 15
1.4. Continuous Systems Free and Forced Vibrations 22
1.5. Approximate Methods for Natural Frequencies and Modes Extraction. 25

Chapter **2. Seismic Input. 28**

2.1. Earthquakes and Associated Events. 28
2.2. Ground Motion Intensity. Seismic Scales. 32
2.3. Quantitative Characteristics of Ground Motion. 34
2.3.1. Ground Motion Peak Values. 34
2.3.2. Ground Motion Time Histories. 35
2.3.3. Response Spectra. 36
2.4. Seismic Input for Nuclear Power Plants Design. 38
2.4.1. Preliminary Remarks. 38
2.4.2. Safe Shutdown and Operational Basis Earthquakes . 39
2.4.3. Peak Ground Acceleration. 41
2.4.4. Design Response Spectra. 41
2.4.5. Design Ground Motion Time Histories. 45
2.4.6. Seismic Waves Propagation Velocities. 48
2.4.7. Back Influence of Nuclear Power Plant Building on Seismic Ground Motion. 49
2.5. Seismic Input for Non-Nuclear Installations Design . . . 50

Chapter 3. **General Principles** of **Nuclear Power Plants Seismic Design** 53

3.1. Preliminary Remarks. 53
3.2. Seismic Categorization of Nuclear Power Plant Items . . . 53
3.3. Seismic Categories Requirements. 56

Chapter 4. Seismic Analysis Methods. 58

4.1. Introduction. 58
4.2. Equivalent Static Method. 59
4.3. Time History Analysis Method. 60
4.4. Integral Transform Method. 63
4.5. Response Spectrum Method. 67
4.5.1. Preliminary Remarks. 67
4.5.2. Modal Inertia] Seismic Loads. 67
4.5.3. Modal Seismic Response. 70
4.5.4. Total (Design) Seismic Response of System • 71
4.5.5. Number of Accounted Modes. 75

4.5.6. Combination of Earthquake Component Responses . 77
4.5.7. Multi-Response Analysis. 80
4.5.8. Advantages and Limitations of Response Spectrum Method 90
4.6. Multiple-Supported Substructures. 92

Chapter 5. **Building Modeling** for **Seismic Vibrations** Analysis 94

5.1. General Building Model Requirements. 94
5.2. Primary and Secondary Systems. 95
5.3. Examples of Building Models. 97
5.3.1. Rigid Body. 97
5.3.2. Lumped Mass Stick Models. 97
5.3.3. Lumped Mass Frame Models. 103
5.3.4. Finite Element Models. 105
5.3.5. Equivalent Modal Oscillators. 108
5.4. Modeling of Soil-Structure System Damping. 108

Chapter **6. Soil Effect Account in Seismic Analysis of Structures . . 114**

6.1. Introduction. 114
6.2. Dynamic Soil Parameters. 114
6.3. Soil Effect on Structure Vibrations. 116
6.4. Soil-Structure Interaction. Impedance Functions Approach. 118
6.4.1. Preliminary Remarks. 118
6.4.2. Design Input Motion Determination. 119
6.4.3. Foundation Impedance Functions. 122
6.4.4. Embedment Effect. 128
6.5. Soil-Structure Interaction. Direct Method. 129
6.6. Structure-to-Structure Interaction over Ground. 131
6.7. On the Practical Using of Soil-Structure Interaction Methods . 132
6.8. Foundation Capacity Analysis Peculiarities on Seismic Loads 133

Chapter 7. **Development of Floor Time Histories and Response Spectra**. 137

7.1. Floor Acceleration Time Histories and Response Spectra 137
7.2. Development of Floor Response Spectra. 138
7.3. Development of Floor Acceleration Time Histories 142
7.4. Conclusion. 144

Chapter 8. **Seismic Analysis** of **Building Structures**. 145

8.1. One-Step and Multistep Analysis. 145
8.2. Seismic Analysis of Non-Nuclear Installation Building Structures. 146
8.2.1. Seismic Inertial Forces Calculation. 146
8.2.2. Load Combinations and Material Stress Limits . 152
8.3. Seismic Analysis of Nuclear Power Plant Building Structures 154
8.3.1. Seismic Inertial Forces Calculation. 154
8.3.2. Load Combinations and Material Stress Limits . . . 155
8.4. Example of Building Structure Seismic Internal Forces Analysis 157
8.4.1. Continuous Model. 158

8.4.2. Discrete Models of Load-Carrying Beams 162
8.5. Some Recommendations on Building Arrangement 164
8.6. Seismic Protection Systems 167
8.6.1. Base Isolation Systems 167
8.6.2. Adapting Seismic Protection Systems 169
8.6.3. High Damping Systems 170
8.6.4. Dynamic Vibration Absorbers 170
8.6.5. Some Remarks and Conclusion 171

Chapter 9. **Seismic Analysis of Special Structures** 173

9.1. Fluid-Interacting Structures 173
9.1.1. Fluid Effect on Structure Seismic Vibrations 173
9.1.2. Coast Pump Station Analysis 176
9.1.3. Spent Fuel Pool Gate Analysis 180
9.1.4. Submerged Structures 185
9.2. Tanks 187
9.2.1. Preliminary Remarks 187
9.2.2. Rectangular Tank 188
9.2.3. Spent Fuel Pool Analysis 191
9.2.4. Cylindrical Tank 192
9.2.5. Flexibly Supported Cylindrical Tank Analysis 194
9.2.6. Equivalent Fluid Mass Method 196
9.3. Buried Extended Structures 199
9.3.1. Analysis Aims and Methods 199
9.2.3. Seismic Analysis of Tunnel Buried in Soft Ground 202

Chapter 9. **Nnciear Power Plants Equipment and Piping Seismic Design** **205**

10.1. General 205
10.2. Seismic Qualification Methods 206
10.2.1. Analyses 206
10.2.2. Testing 207
10.3. Methods of Seismic Loads Decreasing 208
10.4. Seismic Protection and Monitoring Instrumentation 209
10.5. Examples of Seismic Loads Calculation for Equipment Supports 209
10.5.1. Preliminary Remarks 209
10.5.2. Rigid Body Equipment Model 210
10.5.3. Heat Exchanger Vertical Vibrations (1 DOF, Rectilinear Motion) 211
10.5.4. Heat Exchanger Vibrations in Support Beams Plane (1 DOF, Angular Motion) 213
10.5.5. Heat Exchanger Vibrations Across Support Beams (2 DOF, Rectilinear and Angular Motion) 215
10.5.6. Two Common-Supported Heat Exchangers Vibrations (2 DOF, Rectilinear Motion) 221
10.5.7. Bridge Crane and Lifted Weight Vibration (2 DOF, Rectilinear Motion) 224
10.5.8. Approximate Determination of Seismic Inertial Forces Acting on Discrete System 224

10.6. Assessment of Diesel Machine Seismic Resistance 227

Appendix. Medvedev-Sponhener-Karnik Seismic Intensity Scale (MSK-64). 235

References. 239

List of Abbreviations. 246

Научное издание

Адольф Никитич Бирбраер

РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ

|цензия № 020297 от 23 июня 1997 г. Подписано к печати 21.12.98. Формат 60x90Цб-Бумага офсетная.
Печать офсетная. Усл. печ. л. 16. Уч.-изд. л. 18.2. Тираж 2000 экз. Тип. зак. N° 3887. С 249

Санкт-Петербургская издательская фирма РАН
199034, Санкт-Петербург, Менделеевская лин., 1

Санкт-Петербургская типография «Наука» РАН
199034, Санкт-Петербург, 9 лин., 12