

А. И. МАРТЕМЬЯНОВ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ  
И СТРОИТЕЛЬСТВО  
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ  
В СЕЙСМИЧЕСКИХ  
РАЙОНАХ

---

*Допущено  
Министерством высшего и среднего  
специального образования СССР  
в качестве учебного пособия  
для студентов высших учебных заведений,  
обучающихся по специальности  
«Промышленное и гражданское строительство»*



МОСКВА СТРОИЗДАТ 1985

ББК 38.79  
М 29  
УДК 699.841(075.8)

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Рецензенты: д-р техн. наук, проф. В. Т. Рассказовский  
(Институт механики и сейсмостойкости сооружений  
АН УзССР), д-р техн. наук, проф. А. П. Синицын  
(Военно-инженерная академия им. В. В. Куйбышева).

Основными направлениями экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года, а также последующими Пленумами ЦК КПСС предусмотрено укрепление материально-технической базы, дальнейшая индустриализация строительства, повышение технического и организационного уровня строительства на основе широкого внедрения новой техники и технологии, эффективных конструкций и материалов. Выполнению этих задач будет способствовать и разработка надежных строительных решений, обеспечивающих сейсмостойкость сооружений.

С 1979 г. Министерство высшего и среднего специального образования СССР внесло изменения и дополнения в учебные планы и программы в вузах, расположенных в сейсмоопасных районах, для более глубокого изучения студентами вопросов сейсмостойкого строительства. Своевременность этих мер подтверждается последствиями некоторых сильных землетрясений, когда отдельные проектные решения и особенно качество строительных работ не соответствовало нормативным требованиям сейсмостойкого строительства. Повышение качества проектных работ способствовало проведимый с 1979 г. Госстроем СССР отбор проектных организаций, которым разрешено разрабатывать и привязывать к месту проектную документацию для строительства в сейсмических условиях.

Этим организациям как и строительным, ведущим работы в сейсмических районах, а также органам, связанным с ликвидацией последствий землетрясений, необходимы кадры инженеров, знакомые с принципами сейсмостойкого строительства. Назрел вопрос о повышении уровня подготовки инженерно-технических работников, занимающихся проектированием и производством работ в сейсмических районах, через институты и курсы повышения квалификации. Поскольку в настоящее время имеется пока мало учебных пособий, освещающих проблемы сейсмостойкого строительства (И. Л.-Корчинский [119] и С. В. Поляков [88, 89]), автор основной упор делает на изложение практических вопросов сейсмостойкого строительства; методы расчета проиллюстрированы примерами, требования к конструктивным решениям снабжены соответствующими рисунками. В отличие от других изданий в предлагаемом учебном пособии подробно изложены материал, касающийся восстановления зданий и сооружений, поврежденных землетрясениями, а также имеющие первостепенное значение для строительства в сейсмических районах вопросы производства работ и контроля за качеством

Мартемьянов А. И.

М 29 Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах: Учеб. пособие для вузов. — М.: Стройиздат, 1985. — 255 с., ил.

Приведены сведения о повреждениях зданий и сооружений в результате землетрясений. Дан сравнительный расчет поведения в экстремальных условиях несущих элементов зданий и сооружений, выполненных из традиционных и новых строительных материалов.

• Для студентов вузов, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

Автор приносит искреннюю благодарность докторам техн. наук, профессорам В. Т. Рассказовскому и А. П. Синицыну за ценные советы и замечания, сделанные ими при рецензировании книги.

М 320500000—659  
047(01)—85 95—85

ББК 38.79  
6C4.013

## ВВЕДЕНИЕ

Землетрясениям подвержены многие районы земного шара. Одна четвертая часть территории СССР приходится на районы, где возможны сильные землетрясения. В этих районах проживает около 40 млн. чел. Обеспечение сейсмостойкости зданий и сооружений имеет большое значение для сохранности человеческих жизней, материальных и культурных ценностей, накопленных трудом многих поколений людей.

В принципе катастрофы, вызванные сильными землетрясениями, можно, если не предотвратить, то свести до минимума (по сравнению с ущербом и жертвами от пожаров, дорожных происшествий или других стихийных бедствий), если возводить сооружения, хорошо сопротивляющиеся сейсмическим воздействиям. Всякий раз, когда приходится слышать о большом ущербе, вызванном землетрясением, как правило, сталкиваются с неудовлетворительным качеством строительства, сочетающимся с высокой плотностью населения. В подтверждение можно привести много примеров. Ограничимся сопоставлением незначительно отличающихся по силе землетрясений в Агадир (Марокко) в 1960 г., где погибло 10—15 тыс. жителей [163], в Бухаресте в 1977 г., где погибло около 1400 чел. [164], и соответственно землетрясений в Газли (СССР) в 1976 г. [196] и в Ташкенте (СССР) в 1966 г., где практически погибших не было [129, 56]. Все эти землетрясения произошли в то время, когда жители находились внутри домов, а плотность населения в приведенных городах примерно одинакова.

Ответственность инженеров-строителей в обеспечении сейсмостойкости сооружений должна все более возрастать по мере дальнейшей концентрации населения вследствие бурного развития городов, в том числе расположенных в высокосейсмических зонах. Так, рост населения в Ереване, Алма-Ате, Тбилиси за 10 лет (1970—1980 гг.) опережает средний рост населения соответственно каждой из республик за тот же период в 1,5—3 раза. Аналогичное положение и в других странах. Например, в последние годы только на зоны трех крупных городов Португалии, расположенных в высокосейсмических зонах, приходится более 45% всего населения [167].

Особое место в изучении вопросов сейсмостойкости занимают городские зоны, плотность населения которых за последние годы резко возросла в результате повышения этажности, а также взаимоускоряющего развития жилых районов и промышленных зон. Все это требует принятия специальных мер по защите человеческих

жизней, имущества и самих зданий в случае сильных землетрясений с помощью разработки соответствующих строительных норм и введения их в практику строительства.

Внедрение в строительную практику сейсмостойких конструкций было резко расширено после Ашхабадского землетрясения 1948 г. Были разработаны нормативные акты, которые обязательны к применению в СССР, что положительно сказалось на сохранности сооружений во время землетрясений. Это неоднократно подтверждалось анализом последствий сильных землетрясений, произошедших в последние годы в СССР.

Народнохозяйственное значение проблемы сейсмостойкого строительства в СССР общепризнанно и для ее решения государством выделяются значительные средства. Согласно опубликованным данным, удорожание строительства приблизительно составляет: для районов сейсмичностью 7 баллов — 4%; 8 баллов — 8% и 9 баллов — 12%. В среднем для всех сейсмических районов, где нормами предписывается осуществление мероприятий по обеспечению сейсмостойкости зданий и сооружений, удорожание составляет 5—6% стоимости строительства и исчисляется сотнями миллионов рублей ежегодно.

Естественно, что по мере роста капиталовложений затраты на антисейсмические усиления будут возрастать. Поэтому одной из важных задач сейсмостойкого строительства является снижение затрат на усиление конструкций до минимально возможного размера при одновременном обеспечении их сейсмостойкости.

## ГЛАВА 1. ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ И ИХ ВОЗДЕЙСТВИЕ НА ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

### 1. Причины возникновения землетрясений

Большинство землетрясений происходит из-за действия сил, воздвигающих горы и формирующих земную поверхность. Наука об этих силах и их воздействии называется тектоникой (от греческого слова «тектон» — строитель). Указанные опускания и подъемы участков земной поверхности происходят очень медленно и называются тектоническими движениями. Строителям, как правило, приходится принимать меры по защите сооружений от подземных толчков тектонического происхождения.

Изучение причин возникновения землетрясений связано с изучением строения земли. Известно, что земной шар состоит из поверхностного слоя — земной коры толщиной порядка 50 км (гравийные породы толщиной 10 км и базальтовое основание 40—50 км), мантии (верхний слой — 900 км, нижний — 2000 км) и ядра диаметром около 6500 км. По условиям образования породы, составляющие земную поверхность, разделяются на три класса: осадочные, изверженные и метаморфические.

Осадочные породы покрывают около  $\frac{3}{4}$  всей площади поверхности земли на глубину в среднем 2 км. Эти породы подвержены выветриванию, которое усугубляется в высокогорных районах промерзаниями и оттаиваниями, что ведет к их распадению на мелкие частицы. Перемещаемые ветром или водой частицы минеральных и органических веществ постепенно уплотняются в виде перекрывающихся пластов.

В ряде районов земного шара (Индонезия, Япония, Гавайские острова и др.) поверхность земли покрывают магматические или изверженные породы как результат вулканической деятельности. К их числу относятся граниты и базальты.

Метаморфические породы занимают промежуточное положение между двумя рассмотренными классами. Эти породы образовались в результате изменения структуры, минералогического и химического состава осадочных и магматических пород под влиянием температуры, давле-

ния и химических воздействий. К метаморфическим породам относятся мрамор, различные сланцы и др.

Для пород всех трех классов характерны участки с плоскостями сбросов, сильной нарушенностью пород физико-геологическими процессами, просадочностью грунтов, осыпями, обвалами, плытунами, оползнями, карстом, горными выработками, селями, которые создают особо сложные условия для освоения их строителями.

Существует несколько теорий о причинах тектонических движений, которые вызывают землетрясения. В настоящее время наибольшие обоснования получили следующие теории:

пульсационная, согласно которой попеременно наступают фазы сжатия и растяжения земли, что вызывает соответственно образование складчатости и разрывы коры;

конвекционная, когда происходит перемещение масс, вызванное неравенством температур в веществах с различной плотностью, что приводит к передвижению континентов и горообразованию;

мобилизма или дрейфа материалов, предполагающей, что континенты отодвинулись один от другого, а образовавшееся расстояние заполнилось водами. Для обоснования этой теории обычно приводят факт наличия высоких подводных горных хребтов из базальта, изрезанных глубокими впадинами, что указывает на проникновение расплава мантии на поверхность земли;

тектоники плит, согласно которой верхняя оболочка земли разделена на несколько огромных плит, которые под действием конвекционных потоков перемещаются по подстилающему слою. Например, установлено, что расстояние между Американской и Евразийской плитами (со стороны Атлантического океана) увеличивалось примерно на 1 см в год, а между Африканской и Евразийской, а также Индийской и Евразийской уменьшилось, что привело к образованию горных систем, в частности Гималаев, а возможно и Уральских гор. Наряду с раздвижкой и сближением плит происходят и их взаимные сдвиги, которые образуют трещины, называемые трансформными разломами (рис. 1.). К наиболее известным разломам [120], которые являются причиной многих землетрясений, относятся Анатолийский на севере Турции, Сан-Андреас в Калифорнии (США), Аллан-Бунд («Божья плотина») на границе Индии и Пакистана, Но-

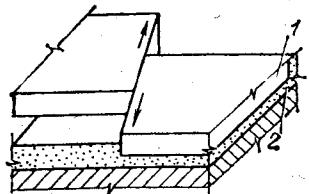


Рис. 1. Трансформный разлом (стрелками показано направление движения)

1 — плита; 2 — разжигенная зона

возеландский, Альпийский, Вахшский в Средней Азии, ограничивающий с юга Большой Кавказ и др.

Давление на породу без расширения и увеличения ее объема приводит к росту напряжений на контактах между структурными зернами, которые стремятся занять наиболее устойчивое положение, предельно уплотнив породу. Это явление получило название дилатансии. В результате упругие деформации породы увеличиваются вплоть до ее окончательного разрушения. Таким образом, накопленная в процессе деформирования потенциальная энергия в местах, где внутренние силы превосходят силы трения, переходит в кинетическую, что приводит к сбросу или сдвигу, а, значит, и к землетрясению.

Движения земли при землетрясениях носят характер волн. Существуют три вида волн: первичные (primary)  $P$  и вторичные (secondary)  $S$ , которые соответственно называют продольными и поперечными, а также поверхностные волны. Скорость распространения волн зависит от свойств грунта.

Продольная волна имеет максимальную скорость порядка 8 км/с. При ее прохождении частицы грунта перемещаются вдоль направления движения волны. Поперечная волна вызывает перемещения частиц грунта перпендикулярно ее движению, и скорость ее распространения составляет около 4,5 км/с. В результате, чем дальше объект находится от очага землетрясения, тем больше будет интервал между толчками, вызываемыми этими волнами. На этом принципе основано определение очага землетрясения. Третий вид сейсмических волн является результатом преобразования на границе среды названных двух видов волн и носит название поверхностных или волн Рэлея. В зависимости от свойств грунта скорость распространения этих волн изменяется и составляет [63]:

скальные грунты (граниты, известняки, песчаники плотные, сланцы)	1,5—5,6 км/с
полускальные грунты (гипсы, мергели, сцементированные пески)	»
крупнообломочные грунты (щебни, гравий, галечник)	1,1—2,1 »
песчаные грунты (глины, суглинки, супеси)	0,5—1,5 »
насыпные и почвенные грунты	0,2—0,5 »

Место, где происходит разрушение породы, обычно расположено на некоторой глубине и носит название очага, или гипоцентра, а при значительной области разрушения — областью очага.

Землетрясения делятся на:

нормальные...	при глубине очага	0—70 км,
промежуточные...	»	70—300 км,
глубокофокусные...	» свыше	300 км.

Последние отмечаются большой величиной выделенной энергии, но происходят редко. Большая часть энергии колебания, вызванного землетрясением, поглощается при прохождении толщин грунта, что уменьшает их проявление на поверхности земли по мере удаления от очага. Удаление любой точки на поверхности земли от очага называется гипоцентральным расстоянием  $s$ . Проекция очага на поверхность земли называется эпицентром, а расстояние от него до любой точки на поверхности земли — эпицентральным расстоянием.

Разрушительный эффект землетрясения зависит в числе других причин от гипоцентрального расстояния, которое может быть определено, согласно рис. 2, по формуле

$$c = \sqrt{L^2 + H^2}, \quad (1)$$

где  $H$  — глубина очага;  $L$  — эпицентральное расстояние.

Территория, на которой ощущается каждое сильное землетрясение, обычно весьма обширна и для оценки его проявления в различных, в том числе удаленных от эпицентра, точках на поверхности земли требуется размещение значительного количества сейсмических станций и привлечение специалистов к обследованию землетрясений. После сбора сообщений о подземных толчках по многочисленным объектам оценивается величина проявления интенсивности землетрясения. Там, где их прояв-

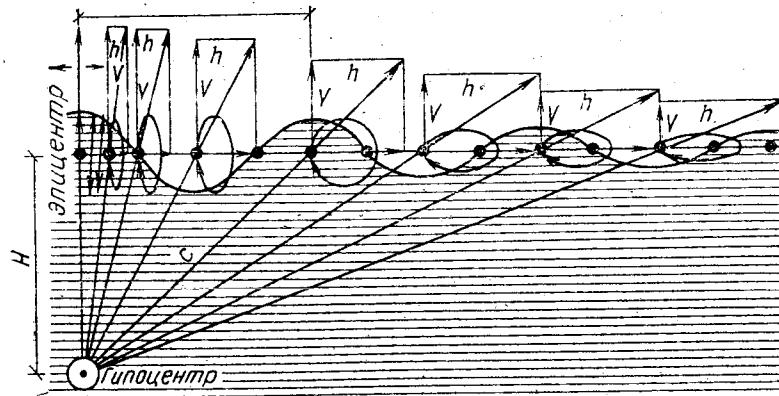


Рис. 2. Характер колебаний точки грунта в зависимости от удаления от эпицентра

ление равноценно, точки, соответствующие этим объектам, соединяются, образуя кривые, которые называются изосейстами<sup>1</sup>. По мере удаления от эпицентральной области интенсивность воздействия, как правило, убывает. В зоне, находящейся вблизи эпицентра — эпицентральной области, характер колебаний поверхности земли отличается от остальных зон, где проявлялось землетрясение.

Для эпицентральной области характерно проявление вертикальных составляющих сейсмического воздействия, а по мере удаления от эпицентра доминирующее значение приобретают горизонтальные составляющие, как это видно из рис. 2.

Одной из характеристик, которая позволяет оценить разрушительный эффект землетрясения, является количество энергии, выделенное в очаге. Величина полной энергии сейсмических волн, характеризующая мощность очага, получила название магнитуды землетрясения [149]. Магнитуду землетрясения определяют на основании максимальной амплитуды, записанной сейсмографом, и находят по формуле

$$M = \lg A - \lg A_0 = \lg (A/A_0). \quad (2)$$

<sup>1</sup> Представляется целесообразным к работе по оценке проявления интенсивности землетрясения в различных точках и построению изосейст привлекать студентов инженерно-строительных специальностей вузов и техникумов, чему должен предшествовать специальный инструктаж уже на первом курсе обучения.

где  $A$ ,  $A_0$  — соответственно максимальные амплитуды рассматриваемого и слабого (нулевого) землетрясения на расстоянии  $L$  от эпицентра.

Магнитуду землетрясения можно определять на основании измерений амплитуд каждого из трех видов волн. Если для нахождения магнитуды используют поверхностные волны, то принимают

$$\lg A_0 = -1,32 \lg L \quad (3)$$

и, подставляя в (2), имеем

$$M = \lg A + 1,32 \lg L. \quad (4)$$

Обычно магнитуду определяют по записям нескольких станций, где установлены сейсмографы, но в принципе она может быть найдена и по записи одной станции. Магнитуда землетрясения связана с его полной энергией

$$\lg E = aM + B_1, \quad (5)$$

где  $E$  — энергия волн, излучаемая очагом, эрг;  $a = 1,8$  и  $1,5$ ;  $B_1 = 11$  и  $12$  — соответственно для слабых и сильных землетрясений.

Таким образом, при магнитуде  $M7$  высвобождается в 31 раз больше энергии, чем при  $M6$  и в 960 раз, чем при  $M5$ . В табл. 1 приведены характеристики землетрясений

ТАБЛИЦА 1. КЛАССИФИКАЦИЯ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ ПО МАГНИТУДЕ И ИХ ЧИСЛО

Характеристика землетрясений	$M$	Среднее число (в год) землетрясений
Катастрофа планетарного масштаба	8	1—2
Сильное, регионального масштаба	7—8	15—20
→ локального      →	6—7	100—150
Среднее	5—7	750—1000
Слабое местное	4—5	5000—7000

с разной магнитудой и их среднее количество за один год на Земном шаре. Землетрясение с магнитудой, превышающей 7, если оно произошло вблизи населенного пункта, может иметь катастрофические последствия.

Если магнитуда землетрясения характеризует относительную силу землетрясения в очаге, то интенсивность землетрясения (балльность)  $I$  характеризует силу землетрясения на поверхности земли. Зависимость между магнитудой  $M$  и интенсивностью в эпицентральной зоне

$J_0$  при глубине очага  $H$  определяют по эмпирической формуле [141]

$$J_0 = 1,5M - 3,5\lg H + 3. \quad (6)$$

В зависимости от глубины очага  $H$  одному и тому же значению магнитуды  $M$  может соответствовать как показано в табл. 2, различная интенсивность [63].

ТАБЛИЦА 2. ЗАВИСИМОСТЬ МЕЖДУ МАГНИТУДОЙ, ГЛУБИНОЙ ОЧАГА И ИНТЕНСИВНОСТЬЮ В ЭПИЦЕНТРЕ

Магнитуда $M$	Интенсивность при разной глубине $H$ , км		
	5	15	45
$7^{1/2} < M < 8^{1/2}$	—	10	9—10
$6^{1/2} < M < 7^{1/2}$	10	9—10	7—8
$5^{1/2} < M < 6^{1/2}$	9—10	7—8	5—7
$4^{1/2} < M < 5^{1/2}$	7—8	5—7	4—5
$3^{1/2} < M < 4^{1/2}$	5—6	4—5	2—3

Как видно из табл. 2, при одной и той же магнитуде с уменьшением глубины очага интенсивность землетрясения, которая представляет наибольший интерес для строителей, растет.

## 2. Оценка интенсивности землетрясений

Вопрос об интенсивности землетрясения издавна интересовал специалистов. В XVIII и XIX вв. появляются первые описательные шкалы для классификации землетрясений. Еще при описании неаполитанского землетрясения 1857 г. было выделено четыре зоны по степени повреждения крупных строений, т. е. составлена одна из первых примитивных шкал интенсивности землетрясений.

В 1883 г. была составлена десятибалльная шкала России—Фореля, а в 1900 г. семибалльная шкала Омори, в которой каждому баллу соответствует максимальное значение ускорения почвы. Эта же шкала, только усовершенствованная, применяется в Японии и сейчас. Наибольшее распространение в мире получила 12-балльная шкала Меркалли—Конкани—Зиберга, которая содержит

как описательные признаки землетрясений (в том числе описание повреждений зданий) так и количественные параметры. Эта шкала была одобрена Международной сейсмологической ассоциацией в 1917 г. С 1931 г. в США пользуются модифицированной шкалой Меркалли, или шкалой ММ.

В СССР первой официальной сейсмической шкалой является 12-балльная шкала Института физики Земли Академии наук СССР (шкала ИФЗ) [64]. Часть этой шкалы, которая представляет практический интерес для строителей и охватывает зоны от 6 до 9 баллов, утверждена Госстроем СССР в качестве государственного стандарта [143] для обязательного применения.

В сейсмической шкале ИФЗ АН СССР для характеристики силы землетрясений используется раздельно инструментальное определение и описательное.

Описание последствий землетрясений дифференцировано в сейсмической шкале по трем разделам: 1) здания и сооружения; 2) остаточные явления в грунтах и изменение режима грунтовых и наземных вод; 3) прочие признаки.

В этой шкале, как и в других шкалах, пользование несколькими показателями теоретически может привести к расхождению между показаниями по отдельным признакам. В случае, если такое расхождение возникает, предпочтение должно отдаваться показаниям, основанным на описаниях повреждений зданий и сооружений, поскольку оценка этих повреждений является основной целью шкалы.

Вопросу совершенствования сейсмической шкалы в СССР уделяется большое внимание [121]. В 1964 г. была разработана шкала (Медведев—Шпонхайер—Карник) [65]. Кроме того, многочисленные обследования последствий сильных землетрясений позволили разработать предложения по дополнению и уточнению прежде всего описательной части сейсмической шкалы [41, 56, 57, 61].

Необходимость совершенствования сейсмической шкалы, особенно ее описательной части, вызвана созданием новых конструктивных решений зданий, которые используются при застройке сейсмических районов, что ранее не могло быть учтено. Кроме того, здания, построенные в сейсмических районах, как правило, имеют антисейсмическое усиление, что также не учитывалось преды-

дущими шкалами. В результате преобладающее число зданий в зонах, подверженных землетрясениям, выпадает из числа зданий, по которым при обследовании оценивается сейсмостойкость, если пользоваться старыми, но пока действующими шкалами.

В некоторых странах пользуются шкалами, аналогичными применяемым в СССР. Так, с 1956 г. Китай пользуется 12-балльной сейсмической шкалой, сходной со шкалой ИФЗ.

Все шкалы сейсмической интенсивности включают в себя несколько признаков, характеризующих силу землетрясения. Главным признаком является степень повреждения зданий и сооружений. Шкалы взаимоизменяются по степени детальности описания последствий землетрясений и отражают строительные особенности, присущие постройкам в разных странах. Кроме того, включены и такие признаки, как остаточные явления в грунтах, изменение режима грунтовых вод, ощущение колебаний и др. Шкалы содержат и инструментальное определение интенсивности землетрясений.

Учитывая, что сейсмическая шкала ИФЗ используется в СССР и в настоящее время, она излагается более подробно. При описании повреждений зданий и сооружений от землетрясений в шкале ИФЗ АН СССР в отличие от других шкал сейсмической интенсивности здания разделены на две группы: 1) по степени повреждений и 2) по количеству зданий, получивших повреждения при землетрясении.

Степень повреждения зданий включает в себя четыре категории: легкие, значительные, разрушения и обвалы.

По количеству повреждений здания разделены на: большинство<sup>1</sup>, многие, отдельные. Эти определения следует понимать по отношению к общему количеству зданий данной группы.

Шкала ИФЗ предусматривает, что:

1) сила землетрясения в баллах (балльная) определяется значением  $x_0$ , представляющим наибольшее относительное смещение сферического упругого маятника сейсмометра, который имеет период собственных колебаний 0,25 с и логарифмический декремент затухания 0,5. Значения  $x_0$ , измеряемые в мм, указаны в табл. 3.

<sup>1</sup> Под большинством зданий понимается около 70 %, многими — около 50 %, отдельными — около 10 %.

ТАБЛИЦА 3. СМЕЩЕНИЕ МАЯТНИКА СЕЙСМОМЕТРА

Балл	$x_0$ , мм	Балл	$x_0$ , мм
1—4	0,5	8	4,1—8
5	0,5—1	9	8,1—16
6	1,1—2	10	16,1—32
7	2,1—4	11—12	32

2) сила землетрясения в пунктах, где отсутствуют сейсмометры, определяется на основании приводимого ниже описания степени повреждения и разрушения зданий, возведенных без антисейсмических мероприятий:

а) по группам зданий: группа А — одноэтажные дома со стенами из рваного камня, кирпича-сырца, самана и т. п.; группа Б — кирпичные и каменные дома; группа В — деревянные дома;

б) по степени повреждения (легкие повреждения — тонкие трещины в штукатурке и в печах, осыпание побелки и т. п.; значительные повреждения — трещины в штукатурке, откалывание кусков штукатурки, тонкие трещины в стенах, трещины в перегородках, повреждение дымовых труб, печей и т. п.; разрушения — большие трещины в стенах, расслоение кладки, обрушение отдельных участков стен, падение карнизов и парапетов, обвалы штукатурки, падение дымовых труб, отопительных печей и т. п.; обвалы — обрушение стен, перекрытий и кровли всего здания или значительных частей его и большие деформации стен);

в) по количеству зданий — большинство, многие, отдельные.

В приложении к сейсмической шкале ИФЗ даны следующие описательные признаки.

#### Поведение зданий и сооружений

1 балл. Повреждений нет.

2 балла. Повреждений нет.

3 балла. Повреждений нет.

4 балла. Повреждений нет.

5 баллов. Легкий скрип полов и перегородок. Дребезжание стекол. Осыпание побелки. Движение незакрытых дверей и окон. В некоторых зданиях легкие повреждения.

6 баллов. Во многих зданиях легкие повреждения. В некоторых зданиях групп А и Б значительные повреждения. В редких случаях при сырых грунтах тонкие трещины на дорогах.

7 баллов. В большинстве зданий группы А значительные повреждения и в некоторых — разрушения. В большинстве зданий группы Б легкие повреждения и во многих — значительные повреждения. Во многих зданиях группы В легкие повреждения и в некоторых — значительные повреждения.

Возможны оползни на крутых откосах насыпей дорог, трещины на дорогах и нарушения стыков трубопроводов. Повреждения каменных оград.

8 баллов. Во многих зданиях группы А разрушения и в некоторых — обвалы. В большинстве зданий группы Б значительные повреждения и в некоторых — разрушения. В большинстве зданий группы В легкие повреждения и во многих — значительные повреждения.

Небольшие оползни на крутых откосах выемок и насыпей дорог. Отдельные случаи разрыва стыков трубопроводов. Памятники и статуи сдвигаются. Каменные ограды разрушаются.

9 баллов. Во многих зданиях группы А обвалы. Во многих зданиях группы Б разрушения и в некоторых — обвалы. Во многих зданиях группы В значительные повреждения и в некоторых — разрушения. В отдельных случаях искривление железнодорожных рельсов и повреждения насыпей дорог. Много трещин на дорогах. Разрывы и повреждения трубопроводов. Памятники и статуи опрокидываются. Большинство труб и башен разрушается.

10 баллов. Во многих зданиях группы Б обвалы. Во многих зданиях группы В разрушения и в некоторых обвалы.

Значительные повреждения насыпей и дамб. Местные искривления железнодорожных рельсов. Разрывы трубопроводов. Дороги получают много трещин и деформаций, обвалы труб, башен, памятников, оград.

11 баллов. Общее разрушение здания. Разрушение насыпей на больших протяжениях. Трубопроводы приходят в полную негодность. Железнодорожные пути искривляются на большой длине.

12 баллов. Общее разрушение зданий и сооружений.

## 2. Остаточные явления в грунтах и изменение режима грунтовых и наземных вод

1 балл. Нарушений нет.

2 балла. Нарушений нет.

3 балла. Нарушений нет.

4 балла. Нарушений нет.

5 баллов. Небольшие волны в непроточных водоемах. В единичных случаях меняется дебит источников.

6 баллов. Трещины в сырьих грунтах шириной до 1 см. В горных районах единичные случаи оползней и осыпания грунтов. Небольшие изменения дебита источников и уровня воды в колодцах.

7 баллов. Тонкие трещины в сухих грунтах. Большое количество трещин в сырьих грунтах. Возможны оползни на берегах рек. В горных районах небольшие оползни и осыпание грунтов. Могут быть горные обвалы.

В отдельных случаях мутнеет вода в водоемах и реках. Изменяются дебит источников и уровень грунтовых вод. Отмечается возникновение новых или пропадание существующих источников воды.

8 баллов. Трещины в грунтах достигают нескольких сантиметров. Много трещин на склонах гор и в сырьих грунтах. Большие осыпания, оползни и горные обвалы. Вода в водоемах становится мутной. Возникают новые водоемы. Образуются новые или пропадают существующие источники воды. Во многих случаях меняются дебит источников и уровень воды в колодцах.

9 баллов. Трещины в грунтах до 10 см шириной, а по склонам и берегам рек выше 10 см. Большое количество тонких трещин в грунтах. Горные обвалы. Много оползней и осыпания грунтов. Небольшие грязевые извержения. Большие волнения в водоемах. Часто возникают новые или пропадают существующие источники воды.

10 баллов. Трещины в грунтах шириной несколько дециметров и в некоторых случаях до 1 м. Обвалы скал в горных районах и у морских берегов. Большие оплывины песчаных и глинистых масс. Прибой и выплескивание воды в водоемах и реках. Возникают новые озера.

11 баллов. Образуются многочисленные трещины на поверхности земли. Вертикальные перемещения пластов. Большие обвалы, оползни. Из трещин выступают водонасыщенные рыхлые отложения. Сильно меняется режим источников и водоемов, а также уровень грунтовых вод.

12 баллов. Сильная катастрофа. Гибнет значительная

часть населения от оползней. Значительные вертикальные и горизонтальные разрывы и сдвиги. Большие изменения режима подземных и наземных вод. Образуются водопады. Возникают озера. Изменяются русла рек.

### 3. Прочие признаки

1 балл. Землетрясение людьми не ощущается. Колебания почвы регистрируются приборами.

2 балла. Отмечается некоторыми, очень чуткими лицами, находящимися в полном покое.

3 балла. Колебания отмечаются немногими людьми, находящимися в спокойном состоянии внутри помещений. Внимательными наблюдателями замечается очень легкое раскачивание висячих предметов.

4 балла. Легкое раскачивание висячих предметов и неподвижных автомашин. Легкое колебание жидкости в сосудах. Слабый звон плотно составленной неустойчивой посуды.

Землетрясение распознается большинством людей, находящихся внутри зданий. В редких случаях просыпаются спящие. Под открытым небом ощущается отдельными лицами.

5 баллов. Заметно качаются висячие предметы. Возможна остановка маятниковых часов. Из наполненных сосудов иногда выплескивается жидкость. Неустойчивая посуда и украшения, стоящие на полках, иногда опрокидываются.

Ощущается всеми людьми внутри зданий и большинством под открытым небом, все просыпаются. Животные беспокоятся.

6 баллов. Качаются висячие предметы. Иногда падают книги с полок и сдвигаются картины. Маятниковые часы останавливаются. Легкая мебель сдвигается. Падает посуда. Многие люди выбегают из помещений. Передвижение людей неустойчивое. Животные выбегают из укрытий.

7 баллов. Сильно качаются висячие лампы. Легкая мебель сдвигается. Падают книги, посуда, вазы.

Все люди выбегают из помещений, иногда выпрыгивают из окон. Передвигаться без опоры трудно.

8 баллов. Часть висячих ламп повреждается. Мебель сдвигается и частично опрокидывается. Легкие предметы подскакивают и опрокидываются.

Люди с трудом удерживаются на ногах. Все выбегают из помещений.

9 баллов. Мебель опрокидывается и ломается. Большое беспокойство животных.

10 баллов. Многочисленные повреждения предметов домашнего обихода. Животные мечутся и воют.

11 баллов. Гибель многих жителей, животных и имущества под обломками зданий.

12 баллов. Сильная катастрофа. Гибнет значительная часть населения от обвалов зданий. Растительность и животные погибают от обвалов и осипей в горных районах.

Следует подчеркнуть, что описательная часть шкалы интенсивности далеко не всегда согласуется с инструментальными измерениями. Обе части шкалы могут только дополнять одна другую. Учитывая, что число живых свидетелей землетрясений несравненно больше числа приборов, которыми оснащены сейсмические станции, существенное значение приобретает сбор информации опросом очевидцев землетрясения с использованием специальных анкет.

Наблюдения показали, что диапазон возможного использования метода анкетирования населения ограничен интенсивностью землетрясения до 8 баллов включительно. С увеличением балльности эффективность анкетирования снижается, вследствие тяжести психологического воздействия землетрясения на человека и невозможности достоверной классификации балльности по описательным признакам.

Основная цель анкетирования состоит в получении данных, характеризующих воздействие землетрясения на людей и окружающие их предметы, что является составной частью описательного раздела сейсмических шкал. С методической точки зрения наиболее важно выяснить возможности использования анкетных данных для оценки интенсивности сейсмического воздействия в пределах обследованной территории и последующего использования их для сейсмического микрорайонирования.

Далее приводятся два примера обследования с помощью анкет последствий Газлийского (1976 г.) и Карпатского (1977 г.) землетрясений, которые позволили более обоснованно оценить интенсивность этих землетрясений.

В первом случае анкета включала следующие вопросы:

сы: данные об очевидцах землетрясения (адрес, местонахождение и занятие в момент землетрясения), краткую характеристику здания (саманное, кирпичное, крупнопанельное, число этажей, ориентация), личные ощущения, поведение животных, состояние окружающих предметов, замеченные повреждения зданий.

Анкетирование было проведено среди жителей Бухары, Кагана, Газли. Всего было получено 544 анкеты, из которых 39 анкет (7 %) оказались непригодными для обработки вследствие нежелания очевидцев ответить на поставленные вопросы, около 3 % анкет содержат неполную информацию в связи с тяжестью психологического воздействия.

ТАБЛИЦА 4. ДЕЛЕНИЕ ОЧЕВИДЦЕВ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ ПО ГРУППАМ

Группа	Местонахождение
I	Вне помещений, на грунте
II	В стоящих автобусах, в движущихся автомашинах
III	В одноэтажном здании из сырцового кирпича с традиционным каркасом и каменным фундаментом
IV	В кирпичных зданиях без антисейсмических усилений (на разных этажах)
V	В крупнопанельных зданиях без антисейсмических усилений (на разных этажах)

Анкеты были систематизированы по месту нахождения людей (табл. 4) и по степени подвижности бытовых предметов (табл. 5) их условным делением на группы и

ТАБЛИЦА 5. ДЕЛЕНИЕ НАБЛЮДАЕМЫХ ПРЕДМЕТОВ ПО ТИПАМ

Тип	Характеристика предметов	Описание предметов
II-1	Висячие подвижные	Лампочки, люстры
II-2	Висячие малоподвижные	Картинки, зеркала, стенные часы
II-3	Стоящие неустойчивые	Рюмки, вазы, статуэтки, дверцы шкафов
II-4	Стоящие устойчивые	Посуда, книги, двери, окна, легкая мебель, горшки с цветами
II-5	Стоящие трудноодвигаемые	Тяжелая мебель, холодильники, шкафы

типы. Выборка из анкет сведений о перемещении бытовых предметов и их анализ позволили составить классификацию, приведенную в табл. 6, 7.

Поскольку не все данные анкет удалось обобщить, те предложения к уточнению описательной части сейсмических шкал по ощущениям людей и поведению предметов, представленных в табл. 3, отражают только часть сведений, полученных из анкет.

Другая анкета использовалась для исследования действия Карпатского землетрясения 1977 г. Она предназначена для инженерно-технических работников строительной специальности.

Для анализа последствий землетрясений средней интенсивности составлена анкета, которая не требует специальных знаний и вместе с тем представляет интерес для уточнения описательной части шкалы и для целей микросейсморайонирования.

Инструментальная запись сейсмических воздействий осуществляется в СССР двумя службами: сейсмологической ЕССН (единой службой сейсмических наблюдений) и инженерной ИСС (инженерно-сейсмометрической службой). Сейсмологическая ЕССН осуществляет постоянные инструментальные наблюдения за колебаниями грунта при землетрясениях. Станции ЕССН обычно расположены в отдалении от населенных пунктов в штолнях, заглубленных до плотных (обычно скальных) пород, что позволяет исключить влияние на запись частных грунтовых условий. Задача состоит в определении с помощью инструментальных записей места расположения очага, магнитуды и других характеристик землетрясения, в основном необходимых для составления и уточнения карт сейсмического районирования.

В настоящее время эта служба насчитывает около 350 сейсмических станций, расположенных во всех зонах с высокой сейсмической активностью, и в многих других. Служба регистрации сильных движений, которая включает и часть станций ЕССН, насчитывает свыше 150 станций и к концу XI пятилетки должна быть доведена до 250 станций.

Станции ИСС располагаются на зданиях и сооружениях и прилегающих к ним участках грунта. В СССР станции установлены на зданиях различной этажности, охватывают в основном все конструктивные схемы сооружений, применяемые в стране, и расположены практиче-

**Т А Б Л И ЦА 6. ДЕЛЕНИЕ ПРЕДМЕТОВ ПО СТЕПЕНИ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ**

Степень перемещения	Тип предметов				
	II-1	II-2	II-3	II-4	II-5
1-я	Отдельные качаются	Не реагируют	Отдельные дребезжат, качаются	Не реагируют	Не реагируют
2-я	Многие качаются	Отдельные заметно смещаются	Многие качаются, отдельные падают, повреждаются	Отдельные вибрируют, качаются	Отдельные вибрируют
3-я	Большинство сильно качается, отдельные повреждаются	Многие смещаются, отдельные падают, повреждаются	Многие падают, повреждаются	Многие качаются, отдельные падают	Многие качаются, отдельные сдвигаются с места
4-я	Многие повреждаются, падают	Многие падают, повреждаются	Большинство падает, повреждается	Большинство качается, многие падают	Большинство качается, слвигается; отдельные падают

**Т А Б Л И ЦА 7. ОЦЕНКА ИНТЕНСИВНОСТИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ ПО ОЩУЩЕНИЯМ ЛЮДЕЙ И ПОВЕДЕНИЮ НАБЛЮДАЕМЫХ ИМИ ПРЕДМЕТОВ**

Местонахождение людей	Ощущение	Характеристика предметов	Поведение предметов		
			6 баллов	7 баллов	8 баллов
На грунте	Гул	Висячие подвижные	Многие заметно качаются	Многие качаются	Многие качаются
В здании на первом этаже	Качание поверхности земли Отдельные пугаются, возможна неустойчивость при ходьбе, головокружение, тошнота	Висячие малоподвижные	Отдельные заметно качаются	Отдельные падают, повреждаются	Большинство сильно качаются, отдельные падают, повреждаются
В автомобиле	Гул, грохот Ощущение толчков Отдельные выбегают из помещения, у отдельных испуг, неустойчивость при передвижении, головокружение, тошнота	Стоящие неустойчивые	Многие качаются, отдельные падают, повреждаются	Отдельные качаются вибрируют	Большинство качается, слвигается, отдельные падают
На грунте	Отдельные опускают дрожь, покачивание автомашины	Стоящие трудноодвигаемые	Стоящие трудноодвигаемые	Отдельные вибрируют	Многие смещаются, отдельные падают
В здании на первом этаже	Гул, грохот Видимое движение поверхности земли Многие пугаются, у большинства неустойчивость при передвижении, головокружение, тошнота	Висячие подвижные	Стоящие неустойчивые	Стоящие неустойчивые	Многие падают, повреждаются

Местонахождение людей	Ощущение	Характеристика предметов	Поведение предметов
В здании на первом этаже	Многие выбегают из помещений, отмечается неустойчивость при передвижении, испуг, отделяные плохо помнят происходящее, потеряяность, у многих головокружение, тошнота	Стоящие неустойчивые	Многие падают, повреждаются
В автотранспорте	Многие чувствуют колебания автотранспорта, дрожь Отдельные пугаются, головокружение, тошнота	Стоящие труднодвигающиеся	Многие заметно качаются, отдельные сдвигаются
<b>8 баллов</b>			
На грунте	У большинства растерянность, сильный испуг, отдельные плохо помнят происходящее, падают на землю, у многих головокружение, тошнота, у отдельных нарушение сердечной деятельности	Висячие подвижные	Многие повреждаются
В здании на первом этаже	Гул, шум, грохот, скрежет Тряска, видимое качание стен, полов	Висячие малоподвижные	Многие падают, повреждаются
Большинство выбегают из помещений, неустойчивость при передвижении, отделяные падают, у большинства сильный испуг, в основном плохо помнят происходящее, у многих растерянность, тошнота, головокружение, у отдельных нарушение сердечной деятельности	Стоящие неустойчивые	Большинство падает, повреждается	
В автотранспорте	Большинство чувствует раскачивание автотранспорта, занос из стороны в сторону Многие пугаются, у отдельных головокружение, тошнота	Стоящие труднодвигающиеся	Большинство качается, сдвигается, отдельные падают

Анкета обследования объекта после землетрясения

Карточка № \_\_\_\_\_

(населенный пункт, район)

ул. \_\_\_\_\_ квартал \_\_\_\_\_ дом № \_\_\_\_\_

корпус \_\_\_\_\_

I. Тип здания

- 1). типовое (указать, № серии) или индивидуальное;
- 2) башенное, протяженное, многосекционное (указать количество секций);
- 3) А — глинообитное, саманное, из рваного камня; Б — кирпичное, из пильного камня, блочное; В — деревянное, каркасное с железобетонными или со стальными несущими конструкциями, крупнопанельное.

II. Год постройки

(если известно, указать строительную организацию, трест)

III. Здание возведено (с антисейсмическим усилением, без усиления)

(нужное подчеркнуть)

IV. Число надземных этажей 1, 2, 3, 4, 5, более 5 (подчеркнуть, при высоте более 5 этажей указать этажность)

V. Наличие подвала (есть, нет, под всем зданием, под частью — указать на схеме)

VI. Краткое описание конструкций и усилений

1. Фундаменты (тип, глубина заложения, отмечались ли ранее просадки)
2. Стены
3. Перекрытия и покрытие
4. Каркас
5. По возможности оценить качество конструкций и наличие повреждений до землетрясения.

Что сделано к моменту обследования по ремонту и восстановлению конструкций?

VII. Положение здания: на ровном месте, в низине, на склоне (в грунтах) \_\_\_\_\_

на возвышении \_\_\_\_\_

(нужное подчеркнуть, оценить крутизну склона)

VIII. Грунт под фундаментом \_\_\_\_\_

XI. Глубина грунтовых вод \_\_\_\_\_

X. Прочие особенности положения здания и ориентация по отношению к сторонам света \_\_\_\_\_

XI. Степень повреждения здания (подчеркнуть)  
Отсутствие видимых повреждений

1. Слабые повреждения  
(тонкие трещины в штукатурке, откалывание небольших кусков штукатурки)

2. Значительные ненесущих конструкций и отделки зданий и слабые конструктивные повреждения (падение штукатурки, повреждение перегородок, труб, панелей; тонкие трещины в несущих конструкциях)

3. Значительные конструктивные повреждения (глубокие, сквозные трещины в каркасе, в стенах; обвалы перегородок, труб)

4. Разрушение частей зданий (проломы в стенах, обрушения связей между частями здания)

5. Обвалы. Полное обрушение зданий. (нарисовать схему зданий — план, разрез, указать места повреждений)

Краткое описание повреждений по возможности с их схемами (см. нижнюю часть карточки). В случае фиксации отдельных повреждений указать этаж, номер квартиры, лестничную клетку и т. п.

Обследовал \_\_\_\_\_

Дата \_\_\_\_\_

Проверил \_\_\_\_\_

Дата \_\_\_\_\_

ски во всех зонах с характерными для Советского Союза грунтовыми условиями.

В настоящее время на территории СССР установлено 138 стационарных станций ИСС на промышленных и гражданских сооружениях, не считая станций ИСС, размещенных на атомных электростанциях, гидроооружениях, тоннелях, в том числе тоннелях метро. Эти станции охватывают большинство обжитых сейсмически активных районов. Пока отсутствуют стационарные ИСС только в Восточной Сибири, на Алтае и Саянах.

Задачами станций ИСС является регистрация колебаний сооружений и прилегающих к ним участков грунта, что позволяет установить их фактическое поведение при землетрясениях, оценить правильность и усовершенствовать применяемые методы расчета. Разумеется обе эти службы должны дополнять одна другую в части регистрации колебаний грунтов и сооружений при землетрясениях.

Станции ЕСНН и ИСС оснащены различной аппаратурой. Приборы, акселерографы, которые регистрируют изменяющиеся во времени ускорения, более надежны для фиксации колебаний с преобладанием малых периодов, близких собственным частотам наиболее массовых типов зданий с жесткой конструктивной схемой, чем приборы, записывающие во время скорости — велосиграфы и смещения — сейсмографы.

Стандартная станция инженерно-сейсмометрической службы, применяемая в СССР, обычно комплектуется пятью наборами сейсмометрической аппаратуры, состоящей из вибродатчиков с осциллографами и одного набора автоматических установок для регистрации колебаний. Колебания многоэтажных зданий регистрируются четырьмя наборами аппаратур, а для записи колебаний промышленных зданий больших размеров в плане сейсмометрическая станция дополняется пятым набором.

Первый набор включает в себя три комплекса аппаратуры, состоящей из вибрографов больших перемещений ВБП-3 (рис. 3), сейсмоприемников С5С и акселерометров СПМ-16 (рис. 4).

Комплект I аппаратуры предназначается для записи смещений при сильных землетрясениях и состоит из трех вибрографов ВБП-3. Увеличение каналов принимается равным 0,25, что позволяет регистрировать землетрясения силой 6—7 баллов.

Комплект II предназначен для записи смещений при землетрясениях средней силы и состоит из трех сейсмоприемников С5С. Увеличение каналов принимается равным 5 для регистрации землетрясений силой 4—6 баллов и 20 для регистрации землетрясений силой 3—4 балла.

Комплект VIII предназначен для записи ускорений при землетрясениях средней силы и состоит из трех акселерометров СПМ-16. Чувствительность каналов: 1 см = 100 см/с<sup>2</sup> для регистрации землетрясений силой

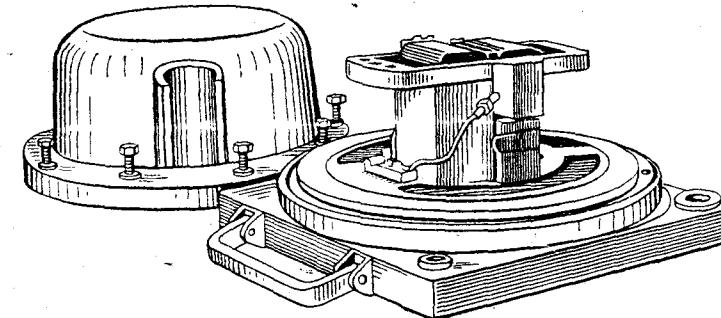


Рис. 3. Общий вид вибрографа ВБП-3 для регистрации больших смещений

5—7 баллов и 1 см = 20 см/с<sup>2</sup> для регистрации землетрясений силой 3—5 баллов

Второй и третий наборы аналогичны первому по назначению и составу комплектов аппаратуры. При размещении на зданиях приборы первого, второго и третьего наборов, как правило, ориентируют для записи соответственно поперечных, продольных и вертикальных колебаний.

Четвертый набор предназначается для регистрации смещений при слабых землетрясениях (интенсивностью до 3 баллов включительно) и состоит из шести сейсмоприемников ВЭГИК (виброграф электродинамический геофизического института, Кирнос), предназначенных для регистрации механических колебаний (рис. 5). Схема его работы предусматривает, что на маятнике с периодом соб-

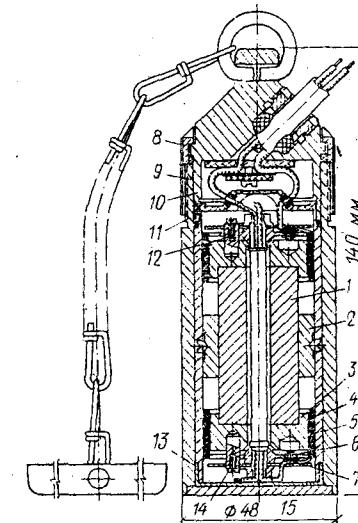


Рис. 4. Акселерограф СПМ-16 для регистрации вертикальной и горизонтальной составляющих колебания (разрез)

1 — постоянный магнит; 2 — центрирующее кольцо; 3 — полюсные наконечники магнита; 4 — втулка; 5 — катушки, соединенные последовательно; 6 — ось; 7 — пружина; 8 — накидная гайка; 9 — корпус; 10 — крышка; 11 — наконечники крышки; 12 — верхняя гайка маятника; 13 — донышко; 14 — винт; 15 — нижняя гайка маятника

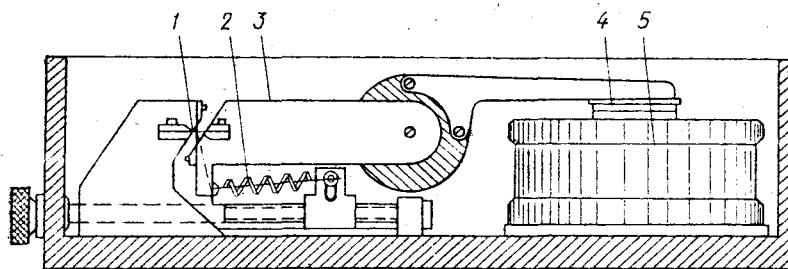


Рис. 5. Схема вибрографа ВЭГИК

1 — крестообразный подвес маятника — ось вращения; 2 — уравновешивающая съемная пружина для регистрации вертикальной составляющей; 3 — маятник; 4 — индукционная катушка; 5 — постоянный магнит

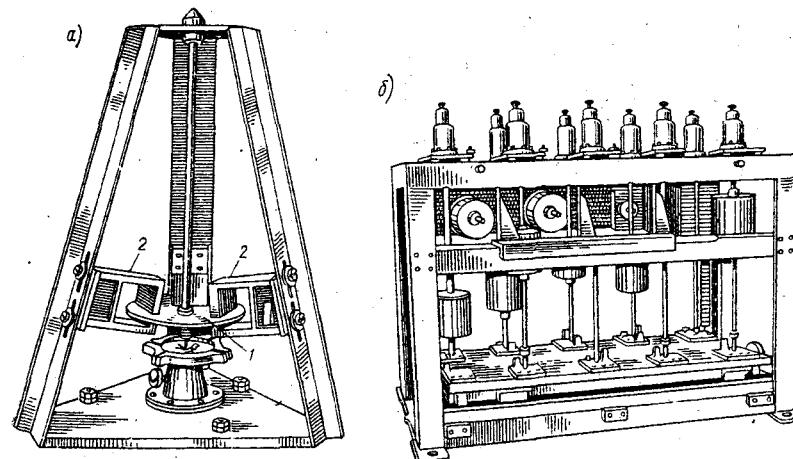


Рис. 6. Сейсмометры

а — одномаятниковый СБМ; б — многомаятниковый АИС-2М; 1 — медный вогнутый диск — масса маятника; 2 — постоянный магнит

ственных колебаний порядка 1,1 с укреплен цилиндрический каркас с обмоткой из тонкой проволоки в виде двух индукционных катушек. При колебании маятника катушки перемещаются относительно постоянного магнита, имеющего цилиндрический зазор. Индукционные катушки имеют раздельные обмотки. Одна катушка служит для создания затухания колебания маятника и поэтому замкнута. Другая предназначена для регистрации движения маятника и связана каналом с гальванометром, расположенным в осциллографе. Катушки могут иметь обмотки с разными сопротивлениями. Обычно при-

меняются две катушки сопротивлением 28 и 210 Ом. К гальванометру может подключаться первая или вторая катушки. Высокоомная катушка увеличивает чувствительность примерно в 4 раза по сравнению с низкоомной.

Виброграф ВЭГИК может быть использован для регистрации как горизонтальных, так и вертикальных колебаний. Установка для записи вертикальных колебаний требует уравновешивания массы маятника, что достигается установкой дополнительной спиральной пружины. По схеме, приведенной на рис. 5, маятник совершает вертикальные колебания относительно горизонтальной оси и при этом индукционная катушка движется относительно магнита. Для регистрации горизонтальных колебаний прибор поворачивается на 90° и снимается пружина.

Увеличение каналов при этом наборе выбирается равным 50 для приборов, регистрирующих колебания покрытия здания, и 200 для приборов, регистрирующих колебания подвала.

Пятый набор предназначен для записи смещений при землетрясениях средней силы и состоит из двух одинаковых комплектов аппаратуры с сейсмоприемниками С5С (по три в каждом комплекте). Увеличение каналов принимается равным 5 и 20 для регистрации землетрясений силой 3—6 баллов. Пятый набор может быть использован на многоэтажных зданиях для записи касательных колебаний в зданиях жесткой конструкции, крутильных колебаний в гибких зданиях повышенной этажности, а также для записи скоростей смещений, выявления формы колебаний в продольном и поперечном направлениях.

Кроме того, для регистрации ускорений при сильных и средних землетрясениях имеется специальный набор, который состоит из двух автоматических установок типа УАР (чувствительность 1 см = 200 см/с<sup>2</sup>), одномаятникового сейсмографа СБМ (конструкции С. В. Медведева) и многомаятникового сейсмометра типа АИС (Армянского института сооружений), приведенных на рис. 6. Сейсмометр АИС снабжен шестью горизонтальными маятниками с периодами собственных колебаний 0,05, 0,1, 0,2, 0,4, 0,8 и 1,2 с и тремя вертикальными маятниками с периодами колебаний 0,05, 0,1 и 0,2 с.

Для записи ускорений при сильных землетрясениях (силой 7—9 баллов) используют акселерометры СПМ-16 при чувствительности каналов 1 см = 200 см/с<sup>2</sup>.

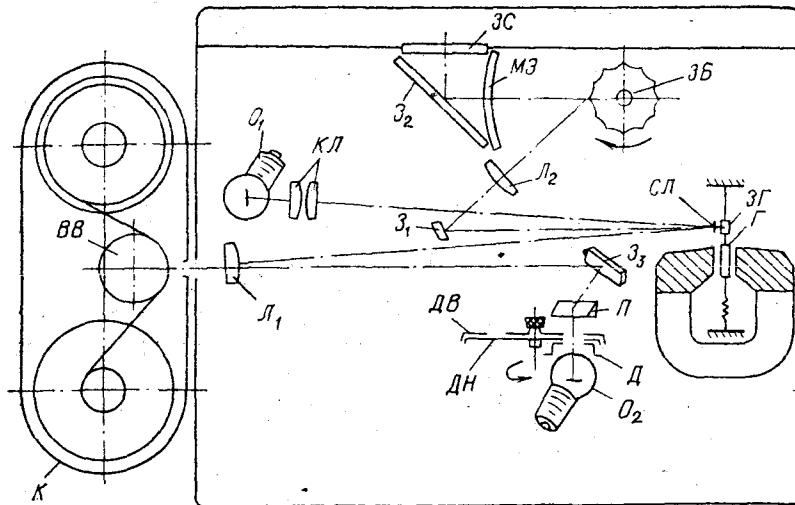


Рис. 7. Оптическая схема осциллографа ПОБ-14

О<sub>1</sub> — осветитель гальванометров; КЛ — конденсатор цилиндрический; СЛ — сферическая линза; ЗГ — зеркало гальванометра; Л<sub>1</sub> и Л<sub>2</sub> — линзы цилиндрические; ВВ — ведущий валик; З<sub>1</sub>, З<sub>2</sub> и З<sub>3</sub> — зеркала; ЭБ — зеркальный барабан; МЭ — матовый экран; ЗС — защитное стекло; О<sub>2</sub> — осветитель отметки времени; Д — диафрагма щелевая; ДН — диск нижний со щелями; ДВ — диск верхний со щелями; П — призма; К — кассета

Для записи колебаний в зависимости от числа каналов применяется один из осциллографов типа ПОБ (полевой осциллограф Борисевича). Оптическая схема осциллографа ПОБ-14М (Н-700) приведена на рис. 7. В осциллографах ПОБ применяется гальванометр ГБ-IV или ГБ-III. Основные данные о гальванометрах приведены в табл. 8.

Аппаратура станции работает в ждущем режиме. Осциллографы включаются с помощью автоматического пускового устройства. Последнее в комплекте с сейсмоприемником позволяет производить многократную запись, обеспечивая автоматическое включение и отключение аппаратуры при каждом землетрясении. Два пусковые устройства, соединенные параллельно, увеличивают надежность включения аппаратуры на станции.

Все осциллографы питаются от аккумуляторных батарей напряжением 24 В. Питание осциллографа, регистрирующего слабые землетрясения, может осуществляться от сети переменного тока через выпрямитель. Скорость развертки осциллографов принимается 40 мм/с.

ТАБЛИЦА 8. ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ГАЛЬВАНОМЕТРОВ ГБ-IV И ГБ-III

Нормальное обозначение гальванометра	Частота свободных колебаний	Токовая постоянная		Чувствительность к току		Сопротивление, Ом	
		<i>A</i>		мм/м			
		мм/м	мА	внутреннее	внешнее		
ГБ-IV-A-2	50	1,5·10 <sup>-7</sup>	6700	10	87		
ГБ-IV-A-3	100	4·10 <sup>-7</sup>	2500	10	34		
ГБ-IV-B-1	20	1,5·10 <sup>-8</sup>	67 000	170	4500		
ГБ-IV-B-2	50	6·10 <sup>-8</sup>	16 700	170	1700		
ГБ-IV-B-3	100	2,5·10 <sup>-7</sup>	4000	170	800		
ГБ-IV-B-4	300	3,2·10 <sup>-6</sup>	313	170	80		
ГБ-III-I	1,25	8·10 <sup>-9</sup>	125 000	27	450		
ГБ-III-2	2,5	1,5·10 <sup>-8</sup>	67 000	60	3500		
ГБ-III-3	5	2,2·10 <sup>-8</sup>	45 000	130	5500		

Записи всех комплектов аппаратуры увязываются во времени. Единая отметка времени через 1 с подается на дополнительно установленные в осциллографах гальванометры и специальное контактное реле.

В многоэтажных зданиях высотой до девяти этажей приборы стандартной станции ИСС размещаются как правило не менее чем в двух уровнях — в подвале и на покрытии. Приборы ориентируются для записи колебаний в трех направлениях — поперечном, продольном и вертикальном.

На грунте приборы устанавливаются на расстоянии двух-трех высот здания от исследуемого и других соседних зданий.

В зданиях повышенной этажности (9—12 и более этажей) приборы станции размещаются в четырех уровнях — в подвале, на этажах, расположенных на 0,5 и 0,8 высоты здания, и на покрытии. В промышленных зданиях большого размера в плане приборы станции размещаются на покрытия и в уровне основания (на фундаментах) по взаимно перпендикулярным рядам колонн, близким к осям симметрии здания. Приборы размещаются в двух крайних точках, посередине ряда и в промежуточной точке.

Рассматривая вопрос об оценке интенсивности землетрясений, нельзя не отметить, что в последние годы значительно возросли объемы работ по проектированию зданий в сейсмических районах и восстановлению объек-

тов, поврежденных землетрясениями, выполняемых СССР для зарубежных стран. Поэтому приобретает практический интерес сопоставление различных сейсмических шкал по интенсивности [63], представленное в табл. 9.

ТАБЛИЦА 9. СОПОСТАВЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ СЕЙСМИЧЕСКИХ ШКАЛ ПО БАЛЛАМ

Шкала Института физики Земли АН СССР (с 1952 г.)	ГОСТ 6249—52 (с 1953 г.)	ОСТ ВКС 4637 (1931—1962 г.)	Китайская шкала (с 1936 г.)	Американская модифицированная шкала Меркалли (ММ) (с 1931 г.)	Японская шкала (с 1950 г.)	Шкала России—Форелля (с 1873 г.)	Европейская шкала (Меркалли—Канкан-Зиберга) (с 1917 г.)
1	1	1	1	1	0	1	1
2	2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	2,3	3	3
4	4	4	4	4	3	4	4
5	5	5	5	5	4	5,6	5
6	6	6	6	6	4,5	7	6
7	7	7	7	7	5,6	8	7
8	8	8	8	8	6	9	8
9	9	9	9	9	7	10	9
10	10	10	10	10	6	10	10
11	11	11	11	11	7	10	11
12	12	12	12	12	7	10	12

### 3. Прогнозирование интенсивности и места возникновения землетрясения

В большинстве стран, подверженных землетрясениям (СССР, США, Япония, КНР, СРР, Индонезия, ФРГ ГДР и многих др.) территория разделена на зоны, которым присдана различная сейсмичность.

Деление территории страны на регионы, отличающиеся по требованиям к антисейсмическому строительству, называют сейсмическим районированием (СР).

Данные распределения эпицентров на земле позволили выделить в основном три пояса сейсмичности [113]:

1) тихоокеанский пояс, где происходит примерно 80 % всех землетрясений, является наиболее активным. Он как бы окаймляет границы Тихого океана. Наиболее интенсивные землетрясения, вплоть до катастрофичес-

ких, наблюдаются на Аляске, в Калифорнии, Чили и Японии;

2) среднеземноморский, или Трансазиатский пояс, где происходит примерно 15 % всех землетрясений. Этот пояс захватывает территорию Восточной Азии, Памира, бассейны Черного и Средиземного морей, Атлантического океана и район Азорских островов;

3) арктико-атлантический пояс начинается от устья реки Лены, проходит южнее Гренландии, Исландии, центральной части Атлантического океана и соединяется у Азорских островов со средиземноморским поясом.

Имеются и другие пояса сейсмичности, отличающиеся относительно невысокой активностью.

Разделение территории земного шара на пояса основано на материалах прошлых землетрясений. Сейсмические станции, размещенные в зонах этих поясов, дают инструментальные данные об эпицентрах землетрясений, которые необходимы для сейсмического районирования. Наряду с инструментальными большое значение при сейсмическом районировании имеют сведения о проявлении землетрясений на земной поверхности. На основании микросейсмических данных о землетрясениях, включающих характеристику повреждений сооружений и остаточные деформации в грунтах, определяются области распространения сотрясений на поверхности земли и степень затухания интенсивности сотрясений с увеличением расстояния от эпицентра.

Существенное значение для сейсмического районирования имеют геологические данные. Однако для характеристики сейсмичности района необходимо, чтобы геологические данные рассматривались совместно с инженерными и сейсмометрическими материалами по каждому излучаемому району.

Как правило, сейсмическое районирование территории предусматривает две стадии: первая — построение карт прогноза сейсмичности, т. е. выделение на основании сейсмометрических и геологических данных зон возникновения землетрясений; вторая — построение карт прогноза величины сейсмических воздействий, т. е. составление карт сейсморайонирования. На карте сейсморайонирования выделяются с помощью изосейст районы, в которых в условиях средних грунтов могут быть сотрясения на поверхности земли, соответствующие 6, 7, 8 или 9 баллам по сейсмической шкале.

Для построения карт сейсморайонирования учитываются глубина очагов землетрясений, соотношения между энергией в очаге и балльностью в эпицентре, соотношения между магнитудой и балльностью, сведения о затухании балльности с расстоянием и др.

Конкретные условия каждой сейсмической зоны, особенности сейсмического режима, степень изученности района, закономерности распределения очагов землетрясений, максимальная балльность землетрясений, связи геологических структур и очагов, конфигурации изосейст способствуют более точному построению карты сейсмического районирования масштаба 1 : 5 000 000.

Для отдельных участков, имеющих важное значение, например для территории крупных строительств, составляются карты более крупного масштаба 1 : 1 000 000 или крупнее, карты детального сейсморайонирования [24], которые заменяют для этих участков карты СР.

Несмотря на определенные успехи в составлении карт сейсмического районирования, пока встречаются некоторые погрешности при их создании. Для примера можно отметить, что такой район США, как Южная Каролина, считавшийся традиционно асейсмичным, сильно пострадал от Чарльстонского землетрясения в 1886 г. Катастрофическое землетрясение в Нийгате (1964 г.) произошло в районе с более низкой сейсмичностью, чем в других районах Японии. В Новой Зеландии были снижены сейсмические требования для ряда районов, где расположены два больших города, один из которых уже успел пострадать от мелкофокусного толчка с  $M_5$ , расположенного непосредственно под городом.

Впервые для практических целей антисейсмического строительства сейсмическое районирование территории СССР было выполнено в 40-х годах. По мере увеличения объема капитального строительства в сейсмических районах постепенно совершенствовалось сейсмическое районирование СССР.

Действующая в настоящее время карта сейсмического районирования (СР) территории СССР была составлена Институтом физики Земли АН СССР в 1978 г. [27]. Она вошла в состав Норм строительства в сейсмических районах [127]. Эта карта и приведенный в приложении к нормам список населенных пунктов служат для определения силы землетрясений при проектировании зданий и сооружений в сейсмических районах.

Районы сейсмичностью 7—9 баллов охватывают обширную территорию СССР от Молдавии на западе страны до Камчатки и Курильских островов на востоке. Ориентированное распределение площадей между указанными сейсмическими зонами приведено в табл. 10 [63].

ТАБЛИЦА 10. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ПЛОЩАДИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ЗОНОВ МЕЖДУ РАЙОНАМИ БАЛЛЬНОСТИ НА ТЕРРИТОРИИ СССР тыс. км<sup>2</sup>

Сейсмические зоны	Размеры площадей районов по каждому баллу				Общая площадь зоны
	6	7	8	9	
Прикарпатье	50	70	5	—	125
Крым и Кавказ	180	167	31	—	378
Средняя Азия	365	245	312	265	1187
Алтай и Прибайкалье	835	480	202	29	1546
Восточная Сибирь	765	103	—	—	868
Дальний Восток	390	123	40	18	571
В целом по территории СССР	2585	11,88	590	312	4675
В процентах по отношению ко всей территории СССР	11,6	5,3	2,6	1,4	20,9

Результаты многих разрушительных землетрясений, произошедших в СССР (в 50-х годах в Средней Азии — Гармское, Файзабадское, Чаткальское, Казанжикское, Ашхабадское, Хантское; в 60-х годах в Прибайкалье — Мондинское, Муйское, Ньюкхинское, Олекминское, Среднебайкальское; в 70—80-х гг. на Кавказе, в Средней Азии и Прибайкалье — Чхалтинское, Тас-Юряхское, Дагестанская, Артыкское, Газлийское), потребовали внесения существенных изменений в карту СР. Нельзя с уверенностью утверждать, что районы с низкой сейсмичностью не застрахованы от более сильных толчков. И в последние годы ныне действующая карта сейсмического районирования претерпела некоторые изменения, в частности, в результате Газлийского землетрясения в 1984 г.

Если карты СР обычно составлены в масштабе 1 : 5 000 000, то для сейсмогенных зон, т. е. зон контрастных тектонических движений, в СССР проводятся работы по детальному сейсмическому районированию — составление карт в масштабе 1 : 1 000 000 или крупнее с указанием характеристик их сейсмогенности: магнитуды возможных максимальных землетрясений, их повторяе-

ности, глубины залегания очагов и других данных. Такие карты предусматриваются для территорий крупных строительств, заменяя для них карту сейсмического районирования страны [120].

Однако наблюдения за последствиями многочисленных землетрясений показывают, что эффект их проявления в разных частях даже одного города значительно отличается по интенсивности. Измерения, сделанные при сильных землетрясениях, позволили установить, что интенсивность колебаний на слабо консолидированных грунтах может быть на несколько баллов выше, чем на соседних участках, сложенных скальными породами. Оценка этих отличий внутри принятой схемы сейсмического районирования известна под названием сейсмического микрорайонирования.

На территории города, для которой осуществляют сейсмическое микрорайонирование, желательно произвести специальные сейсмометрические наблюдения с помощью временных станций, благодаря которым определяются соотношения амплитуд колебаний на разных грунтах во время землетрясений. Значительную помощь могут оказать записи колебаний взрывов, выполняемых, например, в карьерах на расстоянии порядка 10 км, т. е. на расстоянии, соизмеримом с гипоцентральным расстоянием при землетрясении.

Если таких измерений не было, то для микрорайонирования желательно располагать значениями сейсмических жесткостей грунтов, определяемых с помощью измеренных скоростей распространения упругих волн.

Можно установить три основные схемы сейсмического микрорайонирования, при которых на территории города нельзя выделить участки, отличающиеся один от другого повышением или понижением сейсмичности на один балл. Для всей территории города в таком случае устанавливается одинаковая сейсмическая балльность. При этом, естественно, величина этой балльности равняется той, которая определяется для города общим сейсмическим районированием СССР. Хотя вся территория города по первой схеме микрорайонирования имеет одинаковую балльность, тем не менее весьма целесообразно выделить зоны, более или менее благоприятные в сейсмическом отношении. Такое деление на две или три зоны имеет значение для планировки города и выбора направлений его развития.

Вторая схема сейсмического микрорайонирования отличается тем, что территория может быть разделена на два района, отличающихся по сейсмичности на один балл из-за различия грунтовых условий. В этой схеме могут быть два случая. В первом — балльность одного из районов принимается ниже сейсмичности города, установленной общим районированием СССР, а во втором — выше нее.

Третья схема сейсмического микрорайонирования предусматривает деление территории города на три района, каждый из которых имеет отличную на один балл сейсмичность. В этом случае приращения балльности между худшими и лучшими в сейсмическом отношении районами близки к двум баллам. При этом обычно средний по сейсмической опасности район имеет сейсмичность, равную сейсмичности города, определяемой общим районированием СССР, а худшие и лучшие районы имеют балльность, соответственно большую и меньшую на один балл.

В настоящее время работы по сейсмическому микрорайонированию включаются как обязательные в состав инженерных изысканий для строительства в сейсмоопасных регионах. Для их проведения разработаны «Рекомендации по сейсмическому микрорайонированию» (PCM-73), которые уточняются с учетом опыта работы и исследований производственных и научно-исследовательских организаций.

Сейсмическое микрорайонирование (СМР) проводится с целью выделения в пределах изучаемой территории участков с различной сейсмичностью. По величине она может отличаться от сейсмичности, определяемой картой сейсмического районирования СССР (СР-78) и картой детального сейсмического районирования.

Сейсмическое микрорайонирование проводится в районах с сейсмичностью 7—9 баллов, а также на территориях, предназначенных для возведения особо ответственных сооружений в районах с сейсмичностью 6 баллов по карте сейсмического районирования СССР.

Объекты сейсмического микрорайонирования — территории городов и других населенных пунктов, разделяются на пять классов по числу жителей:

класс А — крупнейшие города и столицы союзных республик с населением свыше 500 тыс. чел.; класс Б — крупные города с населением от 250 тыс. чел.;

класс В—большие города с населением 100—250 тыс. чел.;

класс Г—средние города с населением 50—100 тыс. чел.;

класс Д—малые города, посёлки и сельские населенные пункты с населением до 50 тыс. чел.

Для территорий курортных городов и населенных пунктов, где количество жителей существенно меняется в течение года, берется их максимальная численность.

Результатом работ по сейсмическому микрорайонированию является карта сейсмического микрорайонирования (нормативный документ). Последняя входит в состав материалов, необходимых для разработки технико-экономических обоснований (ТЭО) и генеральных планов на территории с сейсмичностью 7 и более баллов и является дополнением к схеме планировочных ограничений и оценки существующего состояния окружающей среды. Площадь сейсмического микрорайонирования определяется с учетом перспективы развития населенного пункта или промышленного объекта.

Карту сейсмического микрорайонирования рекомендуется составлять в масштабах 1 : 25 000, 1 : 10 000 или 1 : 5 000. Выбор масштаба карты зависит от площади сейсмомикрорайонирования, сложности инженерно-геологических условий и характера строительства.

Иногда масштаб действующей нормативной карты сейсмического микрорайонирования при привязке конкретной строительной площадки (например, в граничной зоне различных баллов) не позволяет однозначно выявить наиболее благоприятные условия для размещения зданий и сооружений в пределах выделенных при сейсмическом микрорайонировании участков с различным приращением сейсмического балла. В этом случае допускаются специальные работы для составления схемы более крупного масштаба (1 : 500, 1 : 200) с целью уточнения сейсмических свойств грунтов оснований на конкретных участках строительства в плане и по глубине.

Сейсмическое микрорайонирование предусматривает работу следующих видов:

сбор, анализ и обобщение материалов предшествующих землетрясений;

инженерно-геологические и макросейсмические исследования. Инженерно-геологические исследования про-

водятся для территорий объектов всех классов и являются основой для планирования инструментальных исследований;

инструментальные инженерно-сейсмологические и другие геофизические исследования. Инструментальные сейсмологические исследования выполняются на территории сейсмического микрорайонирования объектов всех классов для количественного прогноза характеристик сейсмического воздействия в различных инженерно-геологических условиях. Для решения этой задачи применяется комплекс методов. Основные из них — регистрация и изучение землетрясений и взрывов; вспомогательные — изучение сейсмических жесткостей, расчет и анализ поля микросейсм. Для территорий классов А, Б, В, Г и Д (если число жителей больше 30 тыс. чел.) сейсмическое микрорайонирование выполняется комплексом перечисленных методов. Для территорий класса Д (если число жителей меньше 30 тыс. чел.) допускается, как исключение, использование только вспомогательных методов;

комплексная интерпретация полученных данных, расчет характеристик сейсмических воздействий и составление карты сейсмического микрорайонирования.

Результаты инструментальных и расчетных методов должны содержать данные о частотном составе колебаний грунта, использованные при определении приращений балльности. Спектральные характеристики колебаний грунта следует оценивать в диапазоне периодов 0,1—1 с, учитывая многоэтажность и разнообразие конструкций современных зданий и сооружений.

Сходимость оценок сейсмичности в баллах, полученная различными методами исследований для одного участка, должна находиться в пределах 0,5 балла. Если расхождения превышают 0,5 балла, то предусматриваются дополнительные исследования. Если же расхождения сохраняются, то предпочтение отдаются материалам регистрации землетрясений при достаточном количестве и качестве наблюдений. Участки, пересекаемые границей, разделяющей на картах сейсмического микрорайонирования зоны с различными приращениями сейсмичности в баллах, относятся к зоне с большим приращением.

Рекомендации по сейсмическому микрорайонированию содержат подробные указания, касающиеся проведения полевых и лабораторных инженерно-геологических исследований, а также инструментальных, включая изу-

чение интенсивности колебаний от землетрясений, взрывов, микросейм и оценку приращений балльности методом сейсмических жесткостей (произведению скоростей продольной или поперечной волны на плотность. В Рекомендациях дается указание по расчету спектральных характеристик среды и так называемых «синтетических» (осредненных) акселерограмм на участке сейсмического микрорайонирования; по порядку экспертизы и защиты карт сейсмического микрорайонирования, а также проведению сейсмического микрорайонирования в особых условиях (районы распространения вечномерзлых грунтов и территорий, пересеченных тектоническими разрывами).

В настоящее время по многим городам и населенным пунктам или крупным стройкам составлены карты сейсмического микрорайонирования.

#### 4. Прогнозирование времени возникновения землетрясения

Если прогнозирование места землетрясения в Советском Союзе нашло практическое применение в виде карт сейсмического районирования уже в 1937 г., а в последующем в виде карт детального сейсмического районирования или микрорайонирования, которые позволяют дифференцировать сейсмичность в пределах одного города или крупной стройки, т. е. уточнять сейсмичность непосредственно площадки строительства, то некоторые успехи в прогнозировании времени землетрясения наметились только в последние годы. Так, на конференции ЮНЕСКО по борьбе с сейсмической опасностью (Париж, 1976 г.) китайские сейсмологи сообщили о предсказании землетрясения в провинции Ляонин 4 февраля 1975 г., что позволило властям предложить жителям города временно покинуть свои дома и посмотреть кино на открытом воздухе. Ввиду того, что большинство жителей покинули дома, число жертв оказалось небольшим, хотя многие дома были разрушены. Однако уже следующее сильное землетрясение (Тяньшаньское, 1976 г.) не было предсказано и привело к гибели от 500 до 700 тыс. человек.

В настоящее время определились основные направления исследований [27, 117, 129, 145] в области поиска предвестников землетрясений во времени:

наблюдения, проводимые советскими, американскими

и новозеландскими учеными, за изменением скорости сейсмических волн при прохождении через район, где ожидается землетрясение. Отношение скоростей продольных и поперечных волн обычно постоянно (порядка 1,75—1,8 раза). Если грунты находятся в напряженном состоянии, то это отношение уменьшается примерно на 15 %. На примере района Гарма в Таджикистане отмечалось, что перед сильным землетрясением соотношение скоростей падает и остается продолжительное время низким, а непосредственно перед сильным толчком возвращается к первоначальному;

наблюдения, проводимые советскими учеными, в частности, в Ташкенте, где минеральная вода залегает на глубину 1,5—2 км, основанные на повышении концентрации радона в подземных водах в результате увеличения площади контакта грунтов с водой при раскрытии трещин и тем самым возрастании радиоактивности воды;

наблюдения, проводимые в СССР по оценке содержания жидкости в порах грунта, в результате изменения электросопротивления между электродами, забитыми в грунт на расстоянии нескольких километров один от другого;

обработка статистических данных подземных толчков, выполненная, в частности, советскими учеными для Курило-Камчатской зоны.

наблюдения, проводимые в США, Японии, Новой Зеландии, за накоплением деформаций путем измерения через определенные интервалы времени расстояний между точками, расположенными на сторонах региона, испытывающего деформацию;

наблюдения, проводимые в этих же странах, за изменением давления, вызываемым приливами, влиянием различных метеорологических факторов и даже соседних планет, изменением геомагнитного поля, съемки которого, например, в Японии осуществляются каждые 5—10 лет;

наблюдения, проводимые в Японии, за изменением наклонов земной поверхности с помощью специальных наклонометров;

наблюдения за поведением птиц и зверей, более чувствительных к звукам и вибрациям, чем человек, а также рыб, чувствительных к определенным видам сейсмических волн, проходящих через воду.

Однако прогнозирование землетрясений найдет прак-

тическое использование в случае, если первое предупреждение будет сделано задолго до землетрясения, а другое за несколько дней или непосредственно перед сейсмическим толчком. И, наконец, вопрос о достоверности прогнозов. Он имеет прямую связь с нормальной жизнедеятельностью города или населенного пункта, спросом на определенные виды товаров первой необходимости и их обеспечением, совершенствованием системы страхования, здравоохранения и разработкой мер по ликвидации последствий землетрясения.

Если указанные направления еще требуют значительной дальнейшей проработки, то один из элементов прогнозирования — повторяемость землетрясений уже нашел отражение в действующих нормативных документах [124].

Анализ многолетних наблюдений показывает, что в разных районах страны землетрясения с максимальной для данного района интенсивностью повторяются через различный период времени. Чем больше промежуток времени между такими землетрясениями, тем меньше вероятность того, что данное сооружение вообще попадает в условия максимальных по интенсивности землетрясений. Учитывая это, в картах сейсмического районирования к СНиП II-7-82 (последний вариант) указаны не только ожидаемые максимальные интенсивности, но и ожидаемая категория их повторяемости: для I — раз в 100 лет; II — в 1000; III — в 10 000 лет. Отсюда следует, что наиболее неблагоприятными для данной интенсивности являются районы с категорией повторяемости I.

Срок службы сооружений в среднем значительно меньше указанных промежутков повторяемости землетрясений, а отсутствие времени начала отсчета указанного промежутка намного снижает практическую ценность этой информации, так как землетрясение может произойти в один и тот же год в районах с различной категорией повторяемости. Вместе с тем даже такая предварительная характеристика представляет интерес для инженеров-проектировщиков, перед которыми, например, ставится задача, чтобы определенное сооружение (определенное уникальное с точки зрения срока его службы) в течение ближайших 100 лет выдержало три толчка интенсивностью 7 баллов.

Поэтому [127] предусматриваются следующие значения коэффициента  $m_{kp}$ , приведенные в табл. 11, которые

ТАБЛИЦА 11. КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ

Конструкции	Коэффициент $m_{kp}$
При расчетах на прочность	
1. Стальные и деревянные	1,4
2. Железобетонные со стержневой и проволочной арматурой (кроме проверки прочности наклонных сечений: из тяжелого бетона с арматурой классов A-I, A-II, A-III, Br-I из тяжелого бетона с арматурой других классов из ячеистого бетона с арматурой всех классов)	1,2 1,1 1
3. Железобетонные, проверяемые по прочности на- клонных сечений: колонны многоэтажных зданий прочие элементы	0,9 1
4. Каменные, армокаменные и бетонные: при расчете на внерадиальное сжатие при расчете на сдвиг и растяжение	1,2 1
5. Сварные соединения	1
6. Болтовые (в том числе соединяемые на высоко- прочных болтах) и заклепочные соединения	—
При расчетах на устойчивость	
7. Стальные элементы гибкостью выше 100	1
8. То же, гибкостью до 20	1,2
9. То же, гибкостью от 20 до 100	1,2—1 (по ин- терполяции)
Примечание. Для указанных в пп. 1—4 конструкциях зданий и сооружений (кроме транспортных и гидротехнических), возводимых в районах с повторяемостью 1, 2, 3, значение $m_{kp}$ следует умножить на 0,85; 1 или 1,15 соответственно.	

учитывают повторяемость землетрясений при расчетах конструкций на прочность.

### 5. Последствия некоторых сильных землетрясений

Оценка разрушений и числа жертв — трудная задача, учитывая, что некоторые страны склонны преуменьшать размеры катастрофы, а другие, наоборот, преувеличивать число жертв в надежде повысить размеры поступающей помощи. Только за последние полстолетия в результате землетрясений погибло свыше 1 млн. чел. Если учесть, что ныне проблема возведения сейсмостойких сооружений вполне разрешима, то невольно следует вывод о том, что в гибели людей виновны не землетрясения, а возводимые сооружения. Необходимо помнить, что не только жилые здания и производственные предприятия, но также дороги, плотины, мосты и общественные здания могут и должны противостоять практически любым (в разумных пределах) землетрясениям.

Практическая ценность разных объектов не одинакова. В связи с этим и сооружениям в зависимости от степени их ответственности даны приращения балльности в соответствии с табл. 12.

История сохранила страшные последствия многих разрушительных землетрясений. В провинции Шанси (Китай) в результате землетрясения 1556 г. погибло около 830 000 чел. Около 300 тыс. человек погибло в результате Индийского землетрясения в Калькутте в октябре 1737 г.

В 1755 г. в Лиссабоне насчитывалось около 230 тыс. жителей и по самым скромным подсчетам примерно 30 тыс. из них погибло в результате землетрясения.

К числу известных землетрясений, в результате каждого из которых погибли десятки тысяч людей, относятся землетрясения XVIII в. в Северном Иране (1755 г. — погибло 40 тыс. чел.), Италии (1783 г. — погибло 50 тыс. чел.), Эквадоре (1797 г. — погибло 40 тыс. чел.); землетрясения XIX в. в Малой Азии (1822 г. — погибло 22 тыс. чел.), Японии (1828 г. — погибло 30 тыс. чел.), Перу-Боливии (1868 г. — погибло 25 тыс. чел.), Эквадоре-Колумбии (1868 г. — погибло 70 тыс. чел.), Японии (1896 г. — погибло 22 тыс. чел.).

Сотни тысяч человек погибли в результате землетрясений

ТАБЛИЦА 12. ЗАВИСИМОСТЬ РАСЧЕТНОЙ СЕЙСМИЧНОСТИ ОТ СТЕПЕНИ ОТВЕТСТВЕННОСТИ СООРУЖЕНИЯ

	Характеристика здания и сооружений	Расчетная сейсмичность при сейсмичности площадки строительства, 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 особенно 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- и водоснабжения, пожарные депо, системы пожаротушения, некоторые сооружения связи и т. п.)	7***	8***	9***
5.	Здания и сооружения, разрушение которых не связано с гибелю людей, порчей ценного оборудования и не вызывает прекращения непрерывных производственных процессов (склады, крановые или ремонтные эстакады, небольшие мастерские и другие, а также временные здания и сооружения)	Без учета сейсмических воздействий		

\* Перечень зданий и сооружений по п. 2 утверждается министерствами или ведомствами по согласованию с Госстроем

\*\* Здания и сооружения рассчитываются на нагрузку соответствующую расчетной сейсмичности, умноженную на дополнительный коэффициент 1,5.

\*\*\* То же, с коэффициентом 1,2.

сений в Мессине (Италия) в 1908 году (120 тыс. чел.), в Ганьсу (Китай) в 1920 г. (180 тыс. чел.), в Канто (Япония) в 1923 г. (143 тыс. чел.).

Огромное число жертв было вызвано обрушением несущих конструкций жилищ, объектов социально-бытового назначения, промышленных предприятий, объектов связи, транспорта, гидротехнических сооружений.

Сейсмический толчок, потрясший в ночь на 29 февраля 1960 г. Агадир (Марокко), сравнял старый город с землей и разрушил, примерно, половину всех зданий в современном деловом центре города. Более  $\frac{1}{3}$  его населения (114 тыс. чел.) погибло, еще  $\frac{1}{3}$  была ранена. Район был разровнен и покинут.

Виной большинства несчастных случаев при землетрясениях является падение конструкций, из которых возведено здание. Чаще всего этот материал падает на улицу, а не внутрь сооружения, поэтому находится внутри здания, особенно под какой-либо армированной частью здания, например в дверном проеме, не более опасно, чем снаружи вблизи здания, так как удалиться от здания за время проявления основных толчков практически не удается.

Землетрясения 1962 г. в Иране, 1963 г. в Скопле (Югославия), 1968 г. в Иране, 1970 г. в Перу, 1971 г. в Калифорнии (США), 1972 г. в Никарагуа, 1975 г. в Турции, 1976 г. в Италии и Китае, 1977 г. в Румынии и другие нанесли огромный ущерб. Так, например, ущерб от землетрясения в Перу составил 530 млн. долл., в США — 550 млн. долл., в Румынии 1 млрд. долл., в Турции было повреждено свыше 12 тыс. домов.

Во многих случаях положение усугублялось пожарами, цунами и наводнениями, которые сопутствовали землетрясениям. Так, например, землетрясения в Португалии (1755 г.), Японии (1896 г.), на Аляске (1964 г.) сопровождались цунами. В Португалии очевидцы описывали, что за толчком последовали цунами с высотой волны около 7 м. Землетрясение 1964 г. в Ниигате (Япония) сопровождалось наводнением в результате резкого опускания  $\frac{1}{3}$  территории города, которое было усилено комбинацией высокого прилива и небольшого цунами. Образовались глубокие временные русла со столь высокой скоростью течения, что по ним плыл механический транспорт. Мосты, соединявшие берега реки, рухнули после того, как в результате разрушения естественных

оснований были сдвинуты устои, взлетные полосы на аэродроме покрылись трещинами и были затоплены.

Большой пожар сопутствовал землетрясению в Токио (1923 г.). По своим последствиям землетрясение в Сан-Франциско (1906 г.) не было столь катастрофичным, как в Токио в 1923 г., но пожары усугубили положение. Было подсчитано, что 700 чел. погибло и 28 000 чел. остались без крова. Вспыхнувшие пожары удалось ограничить площадью примерно в 10 км<sup>2</sup> лишь благодаря решению взорвать динамитом ряд уцелевших зданий. Многие водопроводные магистрали были разрушены, а при отсутствии задвижек давление быстро начало падать и в тех секциях, которые остались неповрежденными. Общая величина материального ущерба была оценена примерно в 4 млн. долл.

Примерами сильных землетрясений, произошедших в нашей стране, могут служить землетрясения в Алма-Ате (1911 г.), в Гори (1920 г.), в Ленинакане (1926 г.), в Крыму (1927 г.), в Ашхабаде (1948 г.), в Ханте (1949 г.), на Курильских островах (1952 г.), на Камчатке (1959 г.), в Ташкенте (1966 г.), в Армении (1968 г.), в Дагестане (1970 г.), в Джамбуле (1971 г.), Газли (1976 и 1984 г.) и др. Как видно, за последние полвека сильные землетрясения охватили практически все сейсмически опасные зоны Советского Союза.

Анализируя последствия землетрясений можно выделить следующие основные повреждения, которые получили здания различной конструктивной схемы, если сейсмические воздействия превосходили расчетные или здания вовсе не имели антисейсмического усиления.

В каркасных зданиях во время землетрясения преимущественно разрушаются узлы каркаса, вследствие возникновения в этих местах значительных изгибающих моментов и поперечных сил. Особенно сильные повреждения получают основания стоек и узлы соединения ригелей со стойками каркаса, если размеры последних недостаточны и если они не имеют усилений в виде втул. Отсутствие втул в ригелях рамы может привести к разрушению узлов и превращению рамы в шарнирную систему, что способствует искажению формы здания, а иногда обрушению его. Это происходит вследствие того, что нулевая линия проходит не через середину диагонали сечения, а значительно ближе к внутреннему углу. Поэтому сжатая зона бетона оказывается сильно суже-

ной и при землетрясении в ней возникают трещины, а иногда происходит разрушение бетона.

Во многих случаях повреждаются стойки рам. Чаще всего разрушение стоек происходит в сечении у фундаментов, реже у ригеля, причем арматура выпучивается наружу, бетон по всему сечению раздробляется, а стойки соответственно укорачиваются. Разрушение объясняется тем, что при действии на раму знакопеременных горизонтальных нагрузок в узлах стоек в результате раздробления бетона с обеих сторон сечения образуются шарниры. Сечение бетона в этом месте оказывается недостаточным для восприятия вертикальной нагрузки, в связи с чем бетон разрушается окончательно.

При проектировании консолей для сопряжения частей рам необходимо учитывать возможность их смещения и предусматривать необходимые площадки для опирания ригеля.

В каркасных зданиях важное значение имеет заполнение. Одним из наиболее уязвимых являются места сопряжений заполнения и стоек каркаса, которые требуют технически грамотно выполненных соединений.

В малоэтажных зданиях, особенно одноэтажных, стены часто располагают снаружи стоек каркаса опирающимися на фундаментные балки. При этом, если самонесущие стены примыкают вплотную к стойкам, во время землетрясения происходит соударение и в стенах появляются трещины, а иногда они полностью разрушаются. Встречаются и другие повреждения в каркасных зданиях, но значительно реже. На рис. 8 приведены примеры наиболее характерных повреждений в каркасных зданиях.

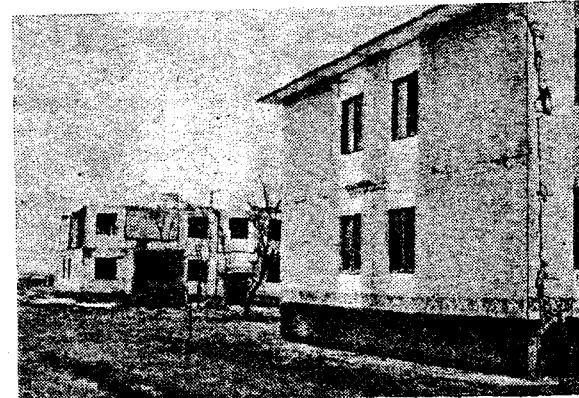
В крупнопанельных и крупноблочных зданиях наиболее ответственными являются места стыковых соединений панелей и блоков между собой и с перекрытиями.

Когда связи стыковых соединений недостаточны или полностью отсутствуют, отмечается случай взаимного смещения панелей раскрытия вертикальных стыков, отклонения панелей от первоначального положения и даже обрушения панелей (рис. 9). Пока мы располагаем очень ограниченным опытом поведения крупнопанельных зданий при сильных землетрясениях, так как в большинстве районов, застроенных крупнопанельными домами, интенсивность сейсмических воздействий, как правило, была меньше расчетной. Исключением являются Газлийские землетрясения (1976 и 1984 гг.), где крупнопанель-

Рис. 8. Повреждение элементов каркаса (торговый центр в Газли, 1984 г.)



Рис. 9. Повреждения крупнопанельных зданий в Газли после землетрясения 19—20 марта 1984 г. (на первом плане — усиленные дома; на втором — не усиленные)



ные дома, не имевшие антисейсмических усилий, подверглись сейсмическому воздействию интенсивностью 8—9 баллов. Сравнительно небольшие сейсмические воздействия на крупнопанельные дома позволяют отметить такие повреждения, как образование сквозных и несквозных трещин обычно небольшой ширины (часто волосяные) в теле панелей и тонких трещин в горизонтальных и вертикальных стыках по периметру панелей.

Крупноблочные здания перенесли сильные землетрясения в Петропавловске-Камчатском в 1959 и 1971 гг., в г. Барку (Ливия) в 1963 г. и в г. Анкоридж (США, Аляска) в 1964 г. В Петропавловске-Камчатском сила землетрясений была более 7 баллов, но крупноблочные здания

выдержали его без обрушений, хотя и получили повреждения (или швейлера), стенами которых являются поперечные стены. здания из пустотелых бетонных блоков выдержали землетрясение силой примерно 7 баллов без серьезных последствий резкого изменения ширин сечения, значительные скальбетонных блоков при строительстве одноэтажных зданий, вызывающие напряжения.

В г. Анкоридж они получили сравнительно умеренные повреждения и не обрушились, так как имели усиление в виде вертикального и горизонтального армирования, образование вертикальных сквозных трещин по плоскости сопряжения продольных стен с поперечными и отрыв (а в некоторых случаях и падение) продольных стен.

В зданиях с несущими каменными стенами наиболее характерны следующие повреждения:

- косые и крестообразные трещины в простенках и глухих стенах;

вертикальные трещины в местах сопряжения продольных и поперечных стен и даже выпадение стен наружу

горизонтальные трещины в стенах, чаще в уровне ниже оконных проемов, перемычек или в уровне опирания перекрытий;

трещины в местах заделки железобетонных перемычек;

трещины хаотического направления в стенах, которые представляют сумму перечисленных трещин.

Причиной образования косых и крестообразных трещин является недостаточная прочность кладки при восприятии скальвающих и главных растягивающих напряжений, которые возникают при действии знакопеременных сейсмических сил в плоскости стены. Прочность кладки в этих случаях обусловлена сцеплением камней с раствором. Поэтому даже при очень незначительных перекосах в стенах образуются косые трещины, как правило, следующие перевязке камней. При слабых камнях и достаточно высокой прочности сцепления их с раствором трещины могут проходить также и по камням.

Причина образования вертикальных трещин в сопряжениях между продольными наружными и поперечными внутренними стенами — совместное действие растягивающих и скальвающих напряжений. В продольных стенах возникают горизонтальные силы инерции, направленные перпендикулярно к ним, которые вызывают в плоскостях сопряжений этих стен с поперечными растягивающие напряжения. Кроме того, если рассматривать здание как консольный брус, защемленный в грунте, то наружные стены могут быть уподоблены полкам двутавровым балкам, расположенным в горизонтальной плоскости, и

в результате совместного действия этих напряжений происходит образование вертикальных сквозных трещин по плоскости сопряжения продольных стен с поперечными и отрыв (а в некоторых случаях и падение) продольных стен.

При обследовании поврежденных зданий неоднократно выдвигалось предположение, что горизонтальные трещины возникли в результате разрыва кладки под действием вертикального сейсмического усилия (подбрасывания). Такое объяснение происхождения горизонтальных трещин несостоятельно, но два обстоятельства, связанных с этим вопросом, представляют интерес.

На рис. 10 показана масса  $m$ , прикрепленная связями  $r = R_p^b$  к основанию  $P$ , совершающему движение по вертикали по закону  $y = y(t)$ .

Усилие в связи  $r(t) = m(g - \ddot{y})$ . Конечно, если связи отсутствуют, то эффект подбрасывания возникает при  $\ddot{y} > g$ .

Подсчитаем, при каком условии может быть подброшена кирпичная кладка высотой 1 м, если она связана с основанием силой сцепления  $R_p^b = 20$  кПа. Имеем

$$\ddot{y} > \frac{r}{m} + g = \frac{2g}{1,7} + g = 2,2g.$$

Прочность сцепления 20 кПа соответствует кладке по сопротивляемости сейсмическим воздействиям настолько низкой категории, что применение ее в сейсмических районах не допускается. Принимая во внимание массовое распространение горизонтальных трещин, нужно предположить, что вертикальные ускорения были более двух  $g$ , чтобы объяснить горизонтальные трещины эффектов подбрасывания. В то же время при оценке вероятных значений вертикальных ускорений почвы в районе эпицентра Ташкентского (1966 г.) землетрясения нигде не было обнаружено повреждений цокольной части и фундаментов, связанных с относительными вертикальны-

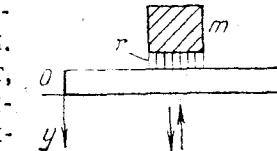


Рис. 10. Схема вертикальных колебаний основания

ми перемещениями. Не отмечалось и каких-либо явления типа осадок фундамента, нарушения отмосток в месте примыкания к цоколям зданий. Наоборот, отмечается очень малое количество осадочных трещин в зданиях, несмотря на многочисленные повторные толчки, создавшие благоприятные условия для развития осадочных деформаций.

Таким образом, горизонтальные трещины в кладке нельзя объяснить воздействием только вертикальной составляющей сейсмических движений. В то же время и нельзя объяснить и одним только воздействием горизонтальных усилий. Во всяком случае эти трещины не имели массового характера при землетрясениях, вызванных удаленными очагами и имевших сравнительно малые амплитуды вертикальных ускорений. Следовательно, следует ставить вопрос о необходимости одновременного учета вертикальных и горизонтальных составляющих. Это явление существенно не только для эпицентральной зоны, но и в более общем случае землетрясений с удаленным очагом.

К числу других повреждений зданий с несущими каменными стенами относятся сдвиг железобетонных перемычек или ее повреждение, повреждение антисейсмического пояса и сдвиг пояса относительно кладки при отсутствии достаточных связей между ними.

В зданиях с несущими стенами из местных материалов (сырцовый кирпич, глиносаманные блоки и др.) повреждения аналогичны повреждениям в зданиях с несущими каменными стенами, но проявляются в значительно больших, часто катастрофических размерах.

Особое место при повреждениях этих зданий занимают гибкие отдельно стоящие стойки (кирпичные столбы и др.) и особенно печи и дымовые трубы. Даже при толчках сравнительно небольшой интенсивности, когда здания получают крайне незначительные повреждения, дымовые трубы частично или полностью разрушаются, что нередко приводит к пожарам.

В деревянных зданиях (рубленых, сборно-щитовых, каркасно-заборных) повреждения стен при землетрясениях были, как правило, незначительными.

Обследование результатов Кебинского землетрясения 1911 г. в г. Верном (Алма-Ата) в сопоставлении с разрушениями, вызванными предыдущим землетрясением 1887 г., позволило сравнить повреждения деревянных

каменных (неусиленных) зданий. При этом четко отмечены преимущества первых. Так, если все каменные здания были либо совершенно разрушены, либо пришли после землетрясения в полную негодность, то деревянные здания, хотя и были очень повреждены, во многих случаях избежали полного обрушения.

Наиболее характерные повреждения в рубленых домах — щели в углах отдельных домов, в то время как каркасно-щитовые здания пострадали более серьезно, в каркасно-заборных домах из-за перекоса короткие бревна вышли из пазов и во многих наблюдалось выпадение стен [95]. При землетрясении 1984 г. в Газли было повреждено 13 (из 922) сборно-щитовых домов. Пример повреждения одного из домов приведен на рис. 11.

Вместе с тем наиболее существенные повреждения деревянные дома получили в результате сдвига сруба по цоколю, например при Кебинском землетрясении 1911 г. или Жаланаш-Тюпском 1978 г.

Наибольшие повреждения в деревянных зданиях при землетрясениях приходятся на отопительные системы. Степень их повреждения при Байкальском землетрясении 1959 г. в некоторых населенных пунктах составила 100 % дымовых труб, 15 % всех печей и свыше 10 % всех плит.

Повреждения зданий с различными конструктивными схемами позволяют их расположить в следующей убывающей последовательности по сопротивляемости сейсмическим воздействиям: каркасные здания, крупнопанель-



Рис. 11. Повреждения в сборно-щитовом доме (Газли, 1984 г.)

ные, деревянные рубленые и сборно-щитовые, здания с несущими каменными стенами, здания со стенами из местных материалов.

## ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ И ИХ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ В ПРАКТИКЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

Теория сейсмостойкости представляет собой самостоятельный раздел динамики сооружений, который характеризуется специфическими задачами и методами исследований, но использует ту же терминологию и определения, некоторые из которых целесообразно напомнить.

Колебания, которые совершают система после устранения внешнего воздействия, называются собственными или свободными, их форма и период определяются собственными параметрами системы, т. е. ее массой, жесткостью, видом закрепления опор.

В случае, если система все время находится под действием внешних сил, ее колебания называются вынужденными. Они зависят от характеристик колеблющейся системы и от внешнего воздействия.

В реальной системе собственные колебания затухают в результате упругих свойств системы и сил, оказывающих сопротивление колебаниям, так называемым диссилиативным (сопротивление воздуха и др.). Такие колебания системы называются затухающими. Гармоническими называются такие колебания, которые осуществляются по синусоидальному (косинусоидальному) закону.

Интервалы времени, за которые система совершает один цикл колебаний называются периодом, а величина, обратная периоду, т. е. количество циклов колебаний за единицу времени, называется частотой колебаний. Максимальное отклонение колеблющейся точки от состояния равновесия называется амплитудой колебаний.

Число независимых параметров, определяющих положение масс при колебаниях системы, называется числом степеней свободы.

### 1. Развитие теории сейсмостойкости сооружений

Можно выделить два основных этапа в развитии теории сейсмостойкости: первый — разработка статической теории; второй — разработка динамической теории.

Статическая теория сейсмостойкости, автором кото-

рои является японский ученый Ф. Омори [153], исходит из простейшего представления о сооружении как об абсолютно твердом теле, лишенном свойства деформироваться и жестко заделанном в грунт. При наиболее опасных горизонтальных смещениях почвы по некоторому закону  $y_0(t)$  сооружение будет смещаться по тому же закону. При этом предполагается, что сооружение не имеет вращательных перемещений. Тогда ускорение любой точки сооружения равно ускорению почвы. Если значение максимального ускорения почвы равно  $\ddot{y}_{0\max}$ , значение максимальной силы инерции  $S$ , вызванной в любой точке сооружения с весом  $Q$ , равно

$$S = \frac{\ddot{y}_{0\max}}{g} Q = K_c Q, \quad (7)$$

где  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$  — ускорение силы тяжести;  $K_c$  — сейсмический коэффициент; в нормах СССР принимался 0,1; 0,05; 0,025 соответственно для 9-, 8- и 7-балльных районов.

Зная наибольшее ускорение  $\ddot{y}_{0\max}$  почвы при землетрясении и массу элементов сооружения, можно определить возникающие в них максимальные силы инерции (сейсмические силы) и проверить прочность сооружения.

Поскольку силы инерции могут иметь произвольное направление в плане, при расчете сооружения сейсмические силы направляются в невыгоднейшую для его работы сторону.

Для определения  $S$  по (7) достаточно лишь знать максимальное ускорение. Можно даже предположить, что ускорение  $\ddot{y}_{0\max}$ , так же как и ускорение силы тяжести, постоянно действует на сооружение, т. е. сейсмические силы действуют на сооружение статически. Отсюда вытекает справедливость названия указанной теории как статической теории сейсмостойкости. Главный вывод этой теории состоит в доказательстве, что сейсмические силы, действующие на сооружение, по своему значению не очень велики, что позволило поставить задачу об эффективной борьбе с разрушительными последствиями землетрясений инженерными мерами.

Положение о недеформируемости сооружений, из которого исходит статическая теория, приемлемо лишь для достаточно жестких сооружений и не могло даже ориентировано отразить распределение усилий, возникающих в зданиях при землетрясениях. Тем не менее в нормах

СССР вплоть до 1957 г. практические методы расчета основывались на статической теории.

Следующим шагом в развитии теории сейсмостойкости являются работы Мононобе, и др. [152], в которых отказываются от гипотезы о недеформируемости сооружения и учитывают его упругие свойства.

В качестве модели здания в этом случае принимается система с одной сосредоточенной массой  $m$ , связанной с основанием упругой связью с жесткостью  $K$ . Колебания такой системы без учета диссилиации энергии при произвольном законе движения основания  $y_0(t)$  описываются следующим дифференциальным уравнением:

$$m\ddot{y}(t) - Ky(t) = -my_0(t),$$

где  $y(t)$  — смещение точки приложения сосредоточенной массы относительно основания.

Сейсмическую силу, действующую на систему, можно найти по формуле

$$S(t) = m[\ddot{y}_0(t) + \ddot{y}(t)] = -Ky(t).$$

При решении уравнения (8) принималось, что колебания почвы происходят по гармоническому закону с периодом  $T_0$ , причем учитывались только вынужденные колебания сооружения. В результате для наибольшего значения сейсмической силы, приложенной к сооружению, была получена формула

$$S = \beta_1 K_c Q,$$

где  $Q = mg$  — вес сооружения;  $K_c = y_{0\max}/g$  — коэффициент сейсмичности;  $\beta_1$  — динамический коэффициент, определяемый выражением  $\beta_1 = 1/[1 - (T^2/T_0^2)]$ , где  $T = 2\pi \sqrt{m/K}$  — период собственных колебаний сооружения.

Максимальная сейсмическая нагрузка, согласно теории Мононобе, зависит не только от интенсивности сейсмического воздействия почвы, но и от динамических характеристик самого сооружения. Поэтому может быть поставлена задача нахождения такой конструктивной схемы здания, которая позволяла бы свести до минимума значение сейсмической нагрузки.

Для жестких зданий ( $T \ll T_0$ ) коэффициент  $\beta_1$  примерно совпадает с единицей. Если период собственных колебаний  $T$  близок к периоду внешнего воздействия, то коэффициент  $\beta_1$  заметно отличается от единицы.

Динамический коэффициент, полученный в рамках этой теории, может принимать сколь угодно большие

значения, если период колебания почвы стремится к периоду собственных колебаний здания  $T \rightarrow T_0$ . Естественно, такой результат является следствием неадекватности принятой модели сооружения и закона движения грунта в действительности. В частности, следует учитывать затухающий характер возникающих колебаний грунта и диссилиацию энергии при колебании здания. Кроме того, как уже отмечалось, эта теория не учитывает действие собственных колебаний, возникающих в сооружении при землетрясении, которые будучи обусловлены начальными условиями колебания сооружения, накладываются на вынужденные и усиливают эффект действия последних. Это подтверждается разрушительным проявлением землетрясений в первые же моменты его возникновения, когда свободные колебания в сооружении в результате первого толчка еще не успели затухнуть.

В отличие от этих работ К. С. Завриевым [33] в 1927 г. было предложено, наряду с вынужденными колебаниями, учитывать и влияние собственных колебаний, обусловленных начальными условиями движения почвы. Им предложено [32] считать в начальный момент ускорение максимальным, а скорость равной нулю. Тогда гармоническое колебание почвы примет вид:

$$y = b \cos(2\pi/T_0)t, \quad (10)$$

где  $b$  — амплитуда колебания почвы.

В применении к простейшему сооружению, несущему лишь один груз  $Q$ , пренебрегая силами трения, эта теория дает выражение для сейсмической силы

$$S = \beta_2 K_c Q, \quad (11)$$

где в данном случае динамический коэффициент  $\beta_2$  равен

$$\beta_2 = 2/[1 - (T^2/T_0^2)]. \quad (12)$$

Для жестких сооружений, когда  $T \rightarrow 0$ ,

$$S = 2K_c Q. \quad (13)$$

Динамический коэффициент 2 аналогичен коэффициенту, учитывающему действие на упругую систему внезапно приложенной нагрузки.

Во всех указанных теориях принималось, что колебания почвы происходят по гармоническому закону. Однако реальные колебания почвы при землетрясении имеют гораздо более сложный, можно сказать хаотический ха-

рактер, который не может быть описан простым аналитическим выражением. Поэтому возникает проблема определения сейсмической нагрузки для реальных записей акселерограмм землетрясения.

Решение уравнения (8) с начальными условиями  $y(0) = \dot{y}(0) = 0$  дает выражение для сейсмической нагрузки  $S(t)$  как функции ускорения грунта  $\ddot{y}_0(t)$ :

$$S(t) = m\omega \int_0^t dt \ddot{y}_0(\tau) \sin \omega(t-\tau),$$

где

$$\omega = \sqrt{K/m} = 2\pi/T,$$

Из формулы (14) видно, что максимальная сейсмическая нагрузка при одном и том же сейсмическом воздействии будет различна для систем с разными периодами собственных колебаний  $T$ . Зависимость максимальных ускорений  $\ddot{z}_{\max} = S_{\max}/m$  от периода собственных колебаний ( $T$ ) называется спектром ускорений.

В 40-х годах М. А. Био [148] предложил принять в качестве расчетной характеристики силы землетрясений спектральную кривую приведенных сейсмических ускорений, определяя динамический эффект землетрясений экспериментально на моделях. Для этого ряд маятников, обладающих различными частотными характеристиками и моделирующих действительные сооружения, устанавливались на подвижной платформе, которой сообщалось движение, отвечающее колебаниям почвы при землетрясении. Под действием перемещения платформы все маятники приходили в движение и их максимальные отклонения и ускорения могли быть измерены.

Эта зависимость будучи представлена графически в координатах период собственных колебаний — максимальное ускорение соответствующей модели (маятника) часто называют спектральной кривой.

Этот график представляет собой усредненную, экспериментально полученную, функциональную зависимость между средними максимальными ускорениями, возникающими в системе с одной степенью свободы, и периодом ее собственных колебаний при перемещении основания по закону, отвечающему реальным землетрясениям, по закону, отвечающему реальным землетрясениям Г. Хаузнером и другими учеными с помощью электро-

механических аналогий был получен ряд кривых, выражающих зависимость максимальных значений амплитуд колебаний системы с одной степенью свободы от периода собственных колебаний системы при воздействии на нее ускорений по закону акселерограммы.

В СССР развитие спектрального метода нашло отражение в работах А. Г. Назарова [71]. В отличие от ранее принятой методики для построения спектральных кривых он пользуется не акселерограммами землетрясений, а специально им разработанными многомаятниковыми сейсмометрами для оценки максимальных значений сейсмических сил, возникающих в каждом отдельном маятнике прибора, который моделирует сооружение с соответствующим периодом.

Следующим этапом в развитии теории сейсмостойкости следует считать учет затухания при колебании сооружения [168]. В результате исследования в этом направлении и, в частности, работ американского ученого Г. Хаузнера показано большое влияние затухания системы на величины сейсмических сил. Таким образом, уравнения колебания системы в дальнейшем включали характеристики затухания.

В простейшем случае системы с одной степенью свободы влияние затухания можно ввести, используя гипотезу Фойгта о пропорциональности диссипативных сил  $R_{tp}$  скорости движения

$$R_{tp} = \kappa \dot{y}, \quad (15)$$

где  $\kappa$  — коэффициент сопротивления.

Уравнение колебания системы в этом случае будет

$$\ddot{y} + \epsilon \dot{y} + \omega^2 y = -\ddot{y}_0(t). \quad (16)$$

Здесь  $\epsilon = \kappa/m$  — коэффициент затухания системы.

Решение уравнения (16) с начальными условиями  $y(0) = \dot{y}(0) = 0$  дает следующую формулу для зависимости значения сейсмической силы от ускорения грунта:

$$S(t) = m \ddot{z}(t) = m\omega \int_0^t dt \ddot{y}_0(\tau) e^{-\epsilon(t-\tau)/2} \sin \omega(t-\tau). \quad (17)$$

На основании формулы (17) можно рассчитать спектр ускорений для систем с различными коэффициентами затухания.

Для учета сил затухания, наряду с гипотезой Фойгта, использовалась гипотеза Сорокина [125]. Согласно этой

гипотезе диссипативные силы  $R_{tp}$  зависят не от скорости  $\dot{y}$ , а от деформации  $y$  и сдвинуты по фазе относительно деформации. Уравнение колебания системы в этом случае удобно записать, используя комплексные величины (в окончательных выражениях следует вернуться к действительным переменным):

$$my + (1 + i\alpha) Ky = -my_0, \quad (18)$$

где  $i$  — мнимая единица;  $\alpha$  — коэффициент, характеризующий затухание.

Для всех реальных конструкций значение  $\alpha$  мало по сравнению с единицей. При этом условии решение уравнения (18) с нулевыми начальными условиями дает выражение для сейсмической силы

$$S(t) = m\omega \int_0^t d\tau y_0(\tau) e^{-\frac{1}{2}\alpha(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau). \quad (19)$$

Сравнение формул (17) и (19) показывает, что в случае системы с одной степенью свободы гипотезы Фойгта и Сорокина приводят практически к одинаковым результатам, если  $\varepsilon = a$ .

Дальнейшее развитие динамического метода расчета на сейсмические воздействия и его широкое внедрение в практику проектирования в Советском Союзе положено работами И. Л. Корчинского [46], который предложил моделировать сейсмическое воздействие набором затухающих синусоид с различной частотой. В простейшем случае для моделирования колебания грунта используется одна синусоида:

$$\ddot{y}_0(t) = -a_0 \omega_0^2 e^{-\xi_0 t} \sin \omega_0 t. \quad (20)$$

Подставляя (20) в (19) или в (17), можно получить [119] в явном виде выражение для значения деформации  $y(t)$ , а следовательно, и для сейсмической силы

$$S(t) = K_c Q \beta(t), \quad (21)$$

где  $K_c = a_0 \omega_0^2 / g$  — коэффициент сейсмичности (отношение максимального ускорения земной поверхности к ускорению свободного падения);  $Q = mg$  — вес сооружения;  $\beta(t)$  — динамический коэффициент, который зависит как от динамических характеристик сооружения — периода собственных колебаний  $T = 2\pi/\omega$  и коэффициента затухания, так и от характеристик движения грунта.

Вид функции  $\beta(t)$  приведен во многих работах, например [153]. Для практики представляет интерес, максимально возможное значение сейсмических сил, следо-

вательно, и максимальный коэффициент  $\beta(T)$ . Для нахождения максимального значения  $\beta(T)$  строится семейство кривых  $\beta(T, \varepsilon_0, \omega_0)$  для различных частот  $\omega_0$  и затуханий колебаний грунта  $E_0$ , возможных при землетрясениях. Огибающая этого семейства кривых дает искаженный график максимального динамического коэффициента  $\beta = \beta(T)$ , который зависит не только от периода собственных колебаний здания  $T$ , но и от коэффициента, характеризующего затухание колебаний здания.

Полученные на такой основе максимальные значения динамического коэффициента после соответствующей корректировки были положены в основу общесоюзных норм СССР [78]. Конкретный вид динамического коэффициента будет рассмотрен далее.

Системы с одной степенью свободы не могут даже приближенно охарактеризовать пространственное распределение сейсмических усилий в сооружении. Для учета эффекта пространственного распределения сейсмических нагрузок вводят модели со многими степенями свободы, соединенными между собой и с основанием упругими связями, и принимают различные гипотезы для учета эффектов диссипации энергии при колебании здания. Колебания системы со многими степенями свободы не будут описываться гармонической функцией, даже если колебания грунта имеют гармонический характер. В этом случае собственные колебания системы представляют сумму гармонических колебаний разных частот, которые называют формами колебаний. Число различных форм колебаний равно числу степеней свободы системы.

Для иллюстрации рассмотрим вынужденные колебания системы без затухания, имеющей  $N$  степеней свободы. Колебания сосредоточенных масс  $m_s$  описываются системой дифференциальных уравнений

$$m_s \ddot{y}_s + \sum_{j=1}^N K_{sj} y_j = -m_s \ddot{y}_0, \quad (22)$$

где  $y_s$  — смещение массы  $m_s$  относительно основания;  $y_0$  — ускорение грунта;  $K_{sj}$  — жесткости связей системы.

Для анализа системы (22) удобно использовать матричные обозначения:

$$\hat{M} = \begin{pmatrix} m_1 & \dots & 0 \\ 0 & \dots & m_N \end{pmatrix}; \quad \hat{K} = \begin{pmatrix} K_{11} & K_{1N} \\ K_{N1} & K_{NN} \end{pmatrix}; \quad \hat{Y} = \begin{pmatrix} y_1 \\ \vdots \\ y_N \end{pmatrix}; \quad \ddot{\hat{Y}}_0 = \begin{pmatrix} \ddot{y}_0 \\ \vdots \\ \ddot{y}_N \end{pmatrix}.$$

В матричной записи система (22) принимает вид

$$\ddot{\vec{Y}} + \hat{M}^{-1} \hat{K} \vec{Y} = -\ddot{\vec{y}_0}. \quad (23)$$

Будем считать, что матрица  $\hat{M}^{-1} \hat{K}$  симметричная и положительно определенная. Тогда можно найти такое преобразование независимых переменных  $\vec{Y} = \hat{A} \vec{X}$ , что уравнение (23) примет вид

$$\ddot{\vec{X}} + \hat{\Omega} \vec{X} = -\hat{A}^{-1} \ddot{\vec{y}_0}, \quad \hat{\Omega} = \hat{A}^{-1} \hat{M}^{-1} \hat{K} \hat{A}, \quad (24)$$

причем матрица  $\hat{\Omega}$  будет диагональной и по диагонали этой матрицы будут стоять положительные числа — частоты собственных колебаний системы:

$$\hat{\Omega} = \begin{pmatrix} \omega_1^2 & 0 \\ 0 & \omega_N^2 \end{pmatrix}. \quad (25)$$

Для нахождения частот собственных колебаний  $\omega_r$  имеем уравнение

$$\det \begin{vmatrix} k_{11} - m_1 \omega^2; & k_{12}; \dots; & k_{1N} \\ k_{21}; & k_{22} - m_2 \omega^2; \dots; & k_{2N} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ k_{N1}; & k_{N2}; \dots; & k_{NN} - m_N \omega^2 \end{vmatrix} = 0. \quad (26)$$

После раскрытия знака детерминанта уравнение (26) превращается в уравнение  $N$ -го порядка, из которого находится спектр собственных частот  $\omega_1, \dots, \omega_N$ .

Для каждой частоты  $\omega_r$  определяются амплитуды  $A_{jr}$  соответствующей главной формы колебания. Для нахождения этих амплитуд имеем систему

$$\left. \begin{aligned} (k_{11} - m_1 \omega_r^2) A_{1r} + k_{12} A_{2r} + \dots + k_{1N} A_{Nr} &= 0; \\ k_{21} A_{1r} + (k_{22} - m_2 \omega_r^2) A_{2r} + \dots + k_{2N} A_{Nr} &= 0; \\ \vdots & \vdots \\ k_{N1} A_{1r} + k_{N2} A_{2r} + \dots + (k_{NN} - m_N \omega_r^2) A_{Nr} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

Так как детерминант системы (27) равен нулю, то из  $N$  амплитуд  $A_{jr}$  только  $N - 1$  амплитуда будет независима. Поэтому можно положить, например  $A_{1r} = 1$ . Амплитуды  $A_{jr}$  образуют матрицу  $\hat{A}$ , которая позволяет перейти от главных координат  $\vec{X}$  к исходным координатам  $\vec{Y}$ .

Система уравнений (24) распадается на  $N$  независимых уравнений. Каждое из этих уравнений описывает гармоническое колебание с частотой  $\omega_r$  и соответствует форме колебания с номером  $r$ . Решение этих уравнений имеет вид (14).

Используя условие ортогональности главных форм

$$\sum_{k=1}^N m_k A_{ks} A_{kr} = 0 \text{ при } s \neq r, \quad (28)$$

и возвращаясь к исходным координатам  $\vec{y}_s$ , получим выражение для сейсмической силы, возникающей при колебании массы  $m_r$  по  $j$ -й форме:

$$S_{rj}(t) = \omega_r m_r \eta_{rj} \int dt \ddot{\vec{y}}_0(t) \sin \omega_j(t - t); \quad (29)$$

где  $\eta_{rj}$  не зависят от времени и определяются амплитудами  $A_{sj}$ :

$$\eta_{rj} = A_{rj} \sum_{s=1}^N m_s A_{sj} / \sum_{s=1}^N m_s A_{sj}^2. \quad (30)$$

Для того чтобы найти полную сейсмическую силу, действующую на массу  $m_r$ , надо просуммировать (29) по всем формам колебаний. В практических расчетах обычно учитываются две или три низшие формы колебаний.

Дальнейшее развитие теории сейсмостойкости позволяет выделить два принципиально различных направления. Одно из них состоит в разработке методов суммирования сейсмических воздействий по формам колебаний на основе дополнительных предположений об особенностях движения упругих систем при сейсмическом процессе.

Другое направление характеризуется отказом от непосредственного использования спектральной зависимости ввиду затруднений, возникающих при учете высших форм колебаний. Для решения уравнений сейсмостойкости выдвигается упрощенная гипотеза о законе движения земной поверхности, допускающем несложное аналитическое выражение. Расчет упругой системы на заданное внешнее воздействие дает возможность учесть высшие формы и построить огибающие эпюры силовых факторов без привлечения искусственных приемов суммирования рядов. Параметры внешнего воздействия выбираются на основе обработки записей сейсмического

движения и, как правило, отражают какую-либо одну из наиболее существенных характеристик. В последнее время для оценки принятого закона движения в качестве критерия достоверности используются спектральные характеристики.

Следует отметить, что многочисленные теоретические исследования [137, 138] подтверждают достаточно хорошее согласование полученных результатов с поведением сооружений во время землетрясения при изучении их последствий.

Наряду с указанными направлениями в последние годы значительные успехи достигнуты в применении вероятностных методов к оценке возможной величины сейсмической нагрузки на сооружения [10, 14, 21, 22, 29, 54, 74, 77]. Главное, что объединяет эти методы — общий подход к колебательному процессу землетрясения, который не поддается описанию определенной функцией, а носит случайный характер, подчиняющийся только статистическим закономерностям.

Существенная роль в описании колебательного процесса принадлежит выбору записей землетрясений, предназначенных для оценки величины сейсмических сил, действующих на сооружение. Так, анализ сейсмограмм показывает, что в них можно выделить несколько характерных участков: первый — предшествующий основному толчку, для чего характерны небольшие (примерно одного порядка) амплитуды и высокая частота; второй — соответствующий основному толчку, который характеризуется резким нарастанием амплитуд «пиковыми» выбросами и плавным (постепенным) их снижением при разнообразных периодах колебаний; третий — практически мало интересный (после основного толчка), поскольку для него характерны малые амплитуды колебаний и более длинные периоды.

С помощью сейсмографа трудно получить неискаженную запись сейсмического процесса, особенно в области высокочастотных составляющих колебаний почвы, которые значительно влияют на поведение сооружения при землетрясении. Причина затруднений состоит в том, что амплитуда высокочастотных колебаний на сейсмограмме во много раз меньше амплитуды длиннопериодных колебаний и соответственно меньше точность их регистрации.

С точки зрения воздействия на сооружение наиболь-

ший интерес представляют акселерограммы. Запись их осуществляется регистрацией деформаций, пропорциональных силам инерции, которые возникают в жестких связях, с помощью которых прикрепляется масса к корпусу прибора, благодаря чему период собственных колебаний этой системы значительно меньше периодов колебаний, подлежащих измерению.

Акселерограмма имеет два важных преимущества перед сейсмограммой. Во-первых, ускорения с малыми амплитудами, которые бывают плохо различимы на записи, не будут существенно влиять на движение системы и могут быть исключены из рассмотрения, чего нельзя сказать про малые амплитуды на сейсмограмме. Во-вторых, неопределенность начальных условий в законе ускорения почвы также не имеет большого значения, вследствие чего неточность или отсутствие записи начальной стадии движения (в области малых амплитуд ускорений) не отражается на результате, что позволяет применять приборы с автоматическим пуском.

Пока ввиду малого количества записей сильных землетрясений, характеризующих отдельные сейсмоопасные регионы строительства, несмотря на рекомендации норм [127] по использованию синтезированных акселерограмм проверку удается осуществить только на действие отдельных, наиболее известных акселерограмм сильных землетрясений, зафиксированных за рубежом.

## 2. Влияние грунтовых условий на сейсмостойкость сооружений

В настоящее время имеется много примеров различного повреждения зданий, одинаковых по конструктивному решению и по качеству возведения при одном и том же землетрясении, расположенных вблизи друг от друга, но находящихся в различных грунтовых условиях. Так, во время Ташкентского (1966 г.) землетрясения школы и дошкольные здания со стенами из кирпича высотой в четыре и два этажа, административные здания каркасного типа с заполнением из кирпича и некоторые другие, выполненные по одному и тому же проекту с одинаковым антисейсмическим усилением и расположенные в различных грунтовых условиях, пострадали неодинаково. Обследование крупнопанельных четырехэтажных зданий в Бухаре при землетрясении 1976 г. также

подтверждает различную степень их повреждений, которая хорошо согласуется с грунтовыми условиями в их основаниях.

Давно замечено, что интенсивность землетрясения возрастает с уменьшением плотности грунта и с увеличением его водонасыщенности. Так, в Чили при землетрясении в мае 1960 г. одной из причин обрушения зданий в г. Вальдивия было «вытекание» из-под зданий водонасыщенных наносных глин. При землетрясении 27 марта 1964 г. на Аляске отмечалось, что г. Анкоридж, находящийся от эпицентра на расстоянии 130 км, пострадал сильно, а расположенные на том же расстоянии другие города (Вальдиз и Сьюард) — значительно меньше. Большая часть г. Анкориджа построена на слоях песка и гравия, подстилающих 90-метровой толщиной неустойчивых глин, скементированных вечной мерзлотой. Такой материал не мог выдержать сильного сейсмического толчка.

Одна из причин больших осадок и наклонов зданий при землетрясении в г. Нигата (Япония) 16 июня 1964 г. состояла в том, что в основании зданий были водонасыщенные песчаные грунты, которые во время сейсмических колебаний потеряли связность и приобрели текучесть.

Большинство крупных зданий в городе было выполнено из современных конструкций из железобетона. Они выдержали толчок, но были сильно повреждены в результате разрушения естественных оснований.

Наиболее впечатляющими были покосившиеся, но не претерпевшие серьезных повреждений здания. Одно из них в группе одинаковых четырехэтажных железобетонных сооружений почти полностью опрокинулось, некоторые погрузились в толщу разжиженного грунта. Здание наклонялось медленно, и, как сообщила одна из газет, женщина, развешивавшая белье в момент землетрясения на крыше этого здания, смогла спокойно перейти с крыши на стену и спуститься на землю [145]. В результате уплотнения песков примерно  $\frac{1}{3}$  территории города претерпела резкие опускания, местами достигшие 2 м. Одновременно из «песчаных вулканов», образовавшихся по краям тяжелых зданий, и многочисленных крупных трещин произошло изливание грунтовых вод.

Неблагоприятными в сейсмическом отношении условиями участка строительства являются также сильная

расчлененность рельефа местности (обрывистые берега, овраги, ущелья и др.), выветрелость и нарушенность пород физико-геологическими процессами, высокая просадочность грунтов, осыпи, отвалы, плывуны, горные выработки и близкое расположение тектонических разрывов. При необходимости строительства зданий и сооружений в этих условиях следует принимать дополнительные меры по укреплению оснований и усилению конструкций.

Строительство зданий или сооружений на вечномерзлых грунтах в сейсмических районах должно вестись, как правило, при условии сохранения мерзлого состояния грунтов на весь период их эксплуатации. Допускается строительство и на оттаивших грунтах, но в этом случае, кроме требований, предусмотренных нормами проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах, должны учитываться требования для обычных грунтов в сейсмических районах к глубине заложения фундамента, а также к водонижению и искусственному упрочнению.

В районах, для которых отсутствуют карты сейсмического микрорайонирования, допускается [127] определять сейсмичность площадки строительства согласно табл. 13.

При пользовании этой таблицей необходимо иметь в виду:

1) в случае неоднородного состава грунты площадки строительства относятся к более неблагоприятной категории грунта по сейсмическим свойствам, если в пределах 10-метрового слоя грунта (считая от планировочной отметки) 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) при эксплуатации сооружения категорию грунта следует определять в зависимости от свойств грунта (влажности, консистенции) в замоченном состоянии;

3) при строительстве на вечномерзлых нескользких грунтах по принципу II, если зона оттаивания распространяется до подстилающего талого грунта, грунты основания следует рассматривать как невечномерзлые (по фактическому состоянию их после оттаивания).

В тех случаях, когда отсутствуют данные о консистенции или влажности, глинистые и песчаные грунты при

ТАБЛИЦА 13. ОЦЕНКА СЕЙСМИЧНОСТИ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ГРУНТОВ

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллы		
		7	8	9
I	Скальные всех видов (в том числе вечномерзлые, оттаявшие) невыветрелые и слабовыветрелые; крупноблочные плотные маловлажные из магматических пород, содержащие до 30 % песчано-глинистого заполнителя; выветрелые и сильновыетрелые скальные и нескальные твердомерзлые (вечномерзлые) при температуре минус 2°C и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу I (сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии)	6	7	8
II	Скальные выветрелые и сильновыетрелые, в том числе вечномерзлые, кроме отнесенных к категории I; крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к категории I; пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности, маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателями консистенции $Z_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ — для глин и суглинков и $e < 0,7$ — для супесей; вечномерзлые нескальные пластичномерзлые или сыпучемерзлые, а также твердомерзлые при температуре выше минус 2 °C 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 $Z_L > 0,5$ ; глинистые грунты с показателем консистенции $Z_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ — для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ — для супесей; вечномерзлые нескальные при строительстве и эксплуатации по принципу II (допущение оттаяивания грунтов основания)	8	9	9

положении уровня грунтовых вод выше 5 м относятся к категории III по сейсмическим свойствам. При этом уровень грунтовых вод определяется от планировочной отметки.

### 3. О выборе расчетных схем зданий и сооружений на действие горизонтальных инерционных сил

Изучение сейсмических воздействий на сооружения методами строительной механики требует приведения рассматриваемого объекта к более или менее идеализированной механической системе, обладающей вполне определенными размерами, структурой и механическими свойствами.

Выбор расчетной схемы является важным моментом динамического расчета, определяющим как степень трудности расчета, так и степень его точности. Расчет на действие сейсмических сил включает в себя расчетные схемы целых сооружений, которые часто имеют не только сложное объемно-планировочное решение и выполняются из разнородных материалов, но и обладают сложной конструктивной схемой. Сооружения могут иметь самое разнообразное расположение нагрузок, масса которых является одним из основных элементов динамической расчетной схемы. Расчетная схема при этом должна отражать не только свойства самого сооружения, но и его взаимодействие с грунтом, носящее более сложный характер и имеющее более важное значение, чем при действии других нагрузок. Вместе с тем расчетная схема должна быть достаточно простой для расчета.

Как правило, расчетную схему большинства сооружений принимают в виде консольного стержня, жестко или упруго заделанного в основании и несущего сосредоточенные или распределенные массы. Особенности различных сооружений могут быть отражены в этой схеме заданием масс и жесткостей по длине стержня, степенью заделки его в основание при смещении и повороте, описанием неупругих потерь энергии.

Таким образом, на динамические характеристики сооружений влияет совокупность факторов, определяющих его деформацию в горизонтальном направлении и распределение масс по высоте. В общем случае перемещение любой точки рассматриваемой конструкции зави-

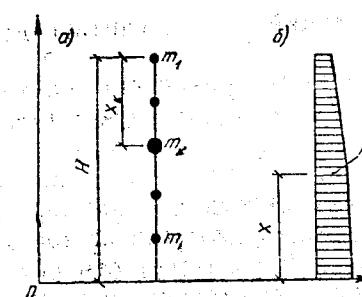


Рис. 12. Расчетные схемы

а — с дискретными массами; б — с распределенной массой

сит от степени деформативности конструкции и податливости основания.

Для различных сооружений один из этих факторов может иметь первостепенное значение. Так, для низких одноэтажных зданий преобладать будет деформация сдвига, для высоких многоэтажных — деформация изгиба, для зданий, выстроенных на рыхлых грунтах, первостепенное значение приобретает податливость основания. Эти факторы учитываются соответствующими расчетными формулами, в которые, помимо величин, характеризующих деформативные свойства конструкций, входят величины, характеризующие упругие свойства грунта.

Внешним воздействием является смещение основания сооружения при землетрясении, аналитическое описание которого также требует многих упрощающих предпосылок. Первое упрощение состоит в том, что движение предполагается поляризованным в горизонтальной плоскости. Тем самым воздействие вертикальной составляющей сейсмического движения на сооружение исключается.

Для того чтобы осуществить переход от реальных сооружений к схеме (рис. 12), необходимо ввести еще одно упрощение в отношении характера движения основания, а именно: оно заключается в предположении, что все точки основания движутся в одной фазе так, что движение всей площадки, занятой сооружением, можно описать, зная перемещение одной произвольной точки. Ошибка, вносимая этим упрощением, тем больше, чем большие размеры сооружения в плане по сравнению с длинами сейсмических волн. Исследования по этому вопросу можно найти, например в работах [15, 28, 45, 57, 75, 123, 124].

В первом приближении уравнения сейсмостойкости описывают колебания сооружений в упругой стадии, следовательно, вводится еще одно предположение, что ам-

плитуды относительных деформаций можно считать достаточно малыми.

Здания и сооружения могут быть разделены на характерные типы, для каждого из которых может быть рекомендована своя упрощенная методика расчета.

Если деформации сооружения малы по сравнению с перемещениями вследствие податливости основания, то при колебаниях его можно рассматривать как абсолютно жесткое тело. К таким сооружениям могут относиться массивные конструкции типа постаментов, памятников, отдельно стоящих устоев, небольших жестких конструкций с внутренними стенами-диафрагмами, при оценке деформативности которых оказывается, что она значительно меньше податливости основания.

Упрощенно расчетная схема такого сооружения может рассматриваться как система с одной степенью свободы и, следовательно, перемещения всех его точек при свободных колебаниях могут быть определены одним параметром, например углом поворота вокруг горизонтальной оси (центра колебаний), расположенной ниже подошвы фундамента.

Периоды свободных колебаний жестких (массивных) сооружений в направлении отдельных осей могут быть различны, что зависит, главным образом, от отношения размеров сооружения в плане.

Для вычисления усилий в сооружении на уровне земли или напряжений под подошвой фундамента сейсмическую силу можно принимать сосредоточенной в центре тяжести сооружения. При необходимости проверить прочность конструкций на разных уровнях (допустим прочность по горизонтальным швам, крепление установленного на постаменте оборудования и т. п.) в расчетной схеме сооружения вес принимают, распределенным по высоте и соответственно в этих уровнях определяют сейсмические силы, причем последние вычисляются уже с учетом формы колебания.

При динамическом расчете достаточно жестких сооружений оказалось возможным не учитывать их деформацию. Однако большинство сооружений имеет такое конструктивное решение, что пренебрегать деформациями их конструкций невозможно. Расчетная схема многих сооружений может не учитывать именно деформативность основания, а не конструкций; в частности, это относится ко многим видам гибких сооружений.

Если рассматривать сооружения типа навесов, то они не имеют ограждающих стен, в связи с чем их жесткость зависит только от деформации гибких элементов — стоек. Другая характерная особенность этих сооружений состоит в том, что их основная масса (масса покрытия) расположена в одном уровне. Поэтому расчетной схемой таких конструкций является система с одной степенью свободы.

Чаще всего вес стоек мал по сравнению с весом покрытия и его следует принимать соответственно весу каждого покрытия. В тех случаях, когда вес стоек большой, его следует учитывать. Если пролетная конструкция опирается на стойки шарнирно, то к весу покрытия должна быть прибавлена  $\approx \frac{1}{4}$  часть веса стоек. Именно такая масса, расположенная на конце консольной стойки, будет динамически эквивалентна консоли, у которой вес равномерно распределен по ее длине. Если же узлы опирания жесткие, то можно считать, что к весу покрытия добавляется  $\approx \frac{1}{2}$  часть веса стоек.

Наряду с правильным выбором расчетной схемы на достоверность метода расчета влияет распределение расчетной сейсмической нагрузки, приходящейся на здание, между элементами. Для этого здание, которое представляет собой сложную пространственную систему, разделяют на простые элементы, не меняя принципиально работу системы в целом. Сейсмическая нагрузка распределяется между стенами того направления, на которые она действует с учетом жесткости перекрытия.

В соответствии с [36] сейсмическую нагрузку приближенно можно распределять между стенами по формуле

$$S_{ikm} = \left( v_1 \mu_{km} + v_2 \frac{l_m + l_{m+1}}{2L} \right) S_{ik}, \quad (31)$$

где  $l_m, l_{m+1}$  — расстояние (в плане) между рассматриваемой  $m$ -й стеной и соседними слева и справа;  $L$  — длина здания в направлении, перпендикулярном направлению сейсмической нагрузки;  $\mu_{km}$  — отношение жесткостей стен, выражаемое формулой

$$\mu_{km} = \frac{1}{\delta_{km}} / \sum_{j=1}^r \frac{1}{\delta_{kj}},$$

где  $\delta_{kj}$  — перемещение  $j$ -й стены от единичной горизонтальной силы, приложенной на  $k$ -м этаже;  $r$  — число стен  $k$ -го этажа.

Коэффициенты  $v_1$  и  $v_2$  учитывают податливость перекрытия в своей плоскости. Для монолитных железобетонных перекрытий  $v_1 = 0,9, v_2 = 0,1$ ; для сборных  $v_1 = 0,6, v_2 = 0,4$ .

При малых значениях  $v_2$  распределение нагрузки оказывается более благоприятным, чем при больших, что позволяет сделать вывод о предпочтительном применении жестких в своей плоскости перекрытий.

В случае системы, рассмотренной выше, задача сводится к вычислению перемещений  $\delta$  по верху стоек или рам от единичной силы, приложенной в уровне покрытия.

При шарнирном опирании пролетной конструкции на стойки их деформация  $\delta$  определяется как для консольных стержней, защемленных в основании. В случае, когда жесткость самой стойки соизмерима с жесткостью ее заделки, перемещение  $\delta$  следует вычислять с учетом поворота фундамента. Расчетная сейсмическая сила для этих сооружений принимается действующей в уровне покрытия.

В отличие от рассмотренных сооружений другой тип гибких сооружений имеет основную массу, равномерно распределенную по высоте. Их характерной особенностью является постоянное по высоте сечение конструкции. Подходящая расчетная схема сооружений такого типа — консольный стержень с равномерно распределенной массой.

В случаях, когда сооружение имеет отдельные сосредоточенные нагрузки или нагрузка распределена неравномерно, ее приводят либо к равномерно распределенной массе, либо к сосредоточенной в нескольких точках.

При вычислении расчетных сейсмических сил вес сооружения принимают сосредоточенным в нескольких точках, от которых строятся эпюры изгибающих моментов и поперечных сил отдельно для каждой формы собственных колебаний и их огибающая.

## ГЛАВА 3. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПОСТРОЕНИЯ ИНЖЕНЕРНЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

### 1. Современные методы расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия

Нормирование является наиболее надежным, эффективным и массовым путем внедрения последних достижений науки в практику сейсмостойкого строительства. В настоящее время 31 страна располагает национальными нормами (кодами) сейсмостойкого строительства, в их числе 11 европейских, 8 латиноамериканских, 7 азиатских, 2 африканские, а также Австралия, Новая Зеландия и Филиппины, т. е. почти все экономически развитые страны включены в разработку норм сейсмостойкого строительства.

По поручению Международной организации по сейсмостойкому строительству (МАСС) специалистами 11 стран разработаны основные положения Международного кода по сейсмостойкому строительству. Этот документ [146, 147] состоит из трех разделов и может служить основой для разработки нормативов странами, которые их еще не имеют.

Авторами зарубежных норм [150, 158, 161, 162], как правило, являются национальные научно-исследовательские центры (институты) по сейсмостойкому строительству, в которых ведутся многоплановые теоретические и экспериментальные работы. Тем не менее некоторые наиболее важные вопросы строительства в сейсмических районах по-прежнему остаются нерешенными. Так, классификация зданий и сооружений по ответственности в зарубежных нормах носит приближенный, не конкретный характер, что допускает неоднозначное толкование соответствующих положений норм.

В нормах США, Японии, Франции значение расчетной сейсмической нагрузки в зависимости от установленного класса здания изменяется в 1,5 раза, в нормах Китая — в 4, в нормах Индии — в 6 раз.

Как правило, временные здания и сооружения рекомендуется проектировать без учета сейсмических воздействий. Для больниц, пожарных депо, зданий поли-

ции, сооружений, нормальное функционирование которых необходимо для ликвидации последствий землетрясений, сейсмические нагрузки имеют повышенные значения по сравнению с обычными жилыми, общественными и производственными зданиями. Особо ответственные и уникальные сооружения рассчитываются на максимальные значения сейсмической нагрузки.

Анализ современных Норм сейсмостойкого строительства [60] и реализация их требований проходят постоянную проверку во время сильных землетрясений.

Классификация зданий и сооружений во всех нормах излагается сокращенно, в форме примерного перечня. Так, в нормах ФРГ, Китая, США и Мексики классификация состоит из трех позиций, в нормах Франции и Японии — из четырех, в нормах Индии — из пяти. Ни в одних нормах не учитывается повторяемость землетрясений.

Указания об учете сочетания сейсмических нагрузок с другими нагрузками и воздействиями по времени и направлению практически отсутствуют во всех нормах. В некоторых же нормах ветровые нагрузки учитываются в сочетании с сейсмическими (США, Китай), а в большинстве норм сочетание ветровых и сейсмических нагрузок не учитывается.

В нормах США ветровые нагрузки предлагается учитывать только для тех сооружений, для которых эти нагрузки в обычных условиях имеют решающее значение. Приводится карта ветровых нагрузок,ываемых вместе с сейсмическими. В нормах Китая для аналогичных сооружений предлагается учитывать 25 % значений ветровых нагрузок для обычных условий.

Значения постоянных и временных нагрузок,ываемых в сочетании с сейсмическими нагрузками, неодинаковы в нормах разных стран. В некоторых нормах принимаются полные их значения, в некоторых — только их часть (США, Мексика, Китай, Франция). В подавляющем большинстве зарубежных норм сейсмические нагрузки определяются на основе спектральных кривых.

Указания по учету неупругой стадии работы конструкций изложены только в некоторых нормах (США, Италия). Так, в нормах США даются рекомендации по конструктивным решениям ригелей металлических каркасов, способствующие развитию пластических деформаций в конструкциях. В итальянских нормах оговаривается

возможность расчета зданий как нелинейной системы на сейсмические воздействия и приводится эмпирическое выражение для определения деформации конструкций за пределом упругости.

$$\eta_r = \eta_p \pm b_1 \eta, \quad (33)$$

где  $\eta_p$  — упругие деформации, вызванные нагрузками без учета сейсмического воздействия;  $\eta$  — упругие деформации, вызванные сейсмическими воздействиями;  $b_1$  — эмпирический коэффициент, значение которого принимается равным 4 и 6 в зависимости от метода определения сейсмической нагрузки.

В большинстве норм протяженность сооружений не учитывается. По имеющимся же в нормах Франции указаниям предлагается сейсмическую нагрузку, действующую в продольном направлении протяженных зданий и сооружений, принимать с понижающим коэффициентом, значения которого зависят от типа грунтов и конструкций фундаментов, но не должны быть менее 0,5.

Указания по учету кручения сооружений в плане при действии землетрясений имеются в нормах США, Мексики, Франции. Например, в итальянских нормах для определения горизонтального крутящего момента, действующего на симметричное в плане здание, предлагается выражение

$$M = \lambda D \sum_j^N F_j, \quad (34)$$

где  $F_j$  — горизонтальная сейсмическая нагрузка на уровне  $j$ -го перекрытия;  $N$  — количество перекрытий выше рассматриваемого уровня;  $D$  — длина здания;  $\lambda$  — коэффициент, который в зависимости от размеров здания в плане колеблется в пределах 0,03—0,05.

В большинстве норм излагаются общие принципы определения сейсмических нагрузок на строительные конструкции и применения необходимых конструктивных мероприятий. Только в нормах некоторых стран имеются специальные разделы, посвященные различным видам строительства. Так, только в нормах Японии изложены указания по расчету и проектированию подземных сооружений (тоннелей, метрополитенов) и имеются разделы, посвященные расчету и проектированию транспортных и гидротехнических сооружений для строительства в сейсмических районах.

Во многих нормах нет конкретных указаний по учету характера взаимодействия грунта и фундаментов при сейсмических воздействиях. В нормах же Франции рас-

четная сейсмическая нагрузка корректируется в зависимости от типа фундаментов и характеристик грунтов. Например, при сваях-стойках рекомендуются повышающие коэффициенты 1,1—1,3, а при фундаменте в виде сплошной плиты — 1—1,2.

Необходимость проведения работ по сейсмическому микрорайонированию в лаконичной форме изложена в нормах всех стран. Для действующих норм различных стран характерно повышение объема конструктивных требований и их детализация по видам конструкций (металлическим, железобетонным, деревянным, каменным) по сравнению с предшествующими документами.

Вместе с тем анализ норм сейсмостойкого строительства разных стран в сопоставлении с нормами СССР показал, что при расчете, проведенном ЦНИИСК, однотажного и четырехэтажного каркасных зданий расчетные значения сейсмических воздействий по нормам Греции, Индии, Канады, Португалии, Румынии, Японии, а также США и Италии (по одноэтажным зданиям) выше, а по нормам Мексики, США и Италии (по четырехэтажным зданиям с навесными панелями) — ниже.

Перечисленные нормы, а также пособия и рекомендации в развитие утвержденных норм, являются основой, обеспечивающей соблюдение принципа надежности и экономичности в сейсмостойком строительстве.

## 2. К вопросу расчета зданий и сооружений в СССР по новым нормам

Накопленный за последние годы опыт наблюдения за поведением зданий и сооружений, рассчитанных на сейсмические воздействия в соответствии с действующими в СССР нормами, подтвердил их приемлемость при условии грамотного и качественного выполнения. Расчет конструкций и оснований зданий и сооружений, проектируемых для строительства в сейсмических районах, должен выполняться на основные и особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий.

Особое сочетание нагрузок при расчете зданий и сооружений учитывается умножением значений расчетных нагрузок на коэффициенты сочетаний  $n_s$ , равные при постоянных нагрузках 0,9, временных, длительных 0,8 и кратковременных на перекрытия и покрытия 0,5. СНиП [127] предусматривается, что горизонтальные нагрузки

от масс на гибких подвесках, температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия от движения кранов при этом не учитываются.

При определении расчетной вертикальной сейсмической нагрузки следует учитывать массу моста крана, массу тележки, а также массу груза, равного грузоподъемности крана, с коэффициентом 0,3. Расчетную горизонтальную сейсмическую нагрузку от массы мостов кранов следует учитывать в направлении, перпендикулярном к оси подкрановых балок. Снижение крановых нагрузок, предусмотренное главой СНиП по нагрузкам и воздействиям, при этом не учитывается.

При проектировании особо ответственных сооружений и высоких (более 16 этажей) зданий расчеты зданий и сооружений на особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий следует выполнять с использованием инструментальных записей ускорений основания при землетрясении, наиболее опасных для данного здания или сооружения, а также синтезированных акселерограмм. При этом максимальные амплитуды ускорений следует принимать не менее 100, 200 или 400 см/ $s^2$  при сейсмичности площадок строительства 7, 8 и 9 баллов соответственно. При этом следует учитывать возможность развития неупругих деформаций конструкций. Все здания и сооружения, включая и перечисленные выше, следует рассчитывать на особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий, исходя из того, что:

сейсмические воздействия могут иметь любое направление в пространстве. Для зданий и сооружений простой геометрической формы расчетные сейсмические нагрузки следует принимать действующими горизонтально в направлении их продольной и поперечной осей. Действие сейсмических нагрузок в указанных направлениях надо учитывать раздельно. При расчете сооружений сложной геометрической формы учитываются наиболее опасные для данной конструкции или ее элементов направления действия сейсмических нагрузок;

сейсмическая нагрузка  $S_{ik}$  в выбранном направлении, приложенная к точке  $k$  и соответствующая  $i$ -му тону собственных колебаний зданий и сооружений, определяется по формуле

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{0ik},$$

где  $K_1$  — коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений;  $K_2$  — коэффициент, учитывающий конструктивные решения зданий и сооружений;  $S_{0ik}$  — значение сейсмической нагрузки для  $i$ -го тона собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций по формуле

$$S_{0ik} = Q_k A \beta_i K_\Phi \eta_{ik}, \quad (36)$$

где  $Q_k$  — вес здания или сооружения, отнесенный к точке  $k$ ;  $A$  — коэффициент, значения которого следует принимать 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов;  $\beta_i$  — коэффициент динамичности, соответствующий  $i$ -му тону собственных колебаний зданий или сооружений;  $K_\Phi$  — коэффициент демпфирования;  $\eta_{ik}$  — коэффициент, зависящий от формы деформации сооружения при его собственных колебаниях по  $i$ -му тону и от места расположения нагрузки.

Значения коэффициентов  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_\Phi$  принимаются соответственно по табл. 14—16 [127].

ТАБЛИЦА 14. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА, УЧИТЫВАЮЩЕГО ПОВРЕЖДЕНИЯ

Допускаемые повреждения зданий и сооружений	Коэффициент $K_1$
Сооружения, определенные Госстроем СССР, в которых остаточные деформации и локальные повреждения (осадки, трещины и др.) не допускаются	0,25
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, системы пожаротушения, некоторые сооружения связи и т. п.)	0,12
Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены значительные остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, их смешения и т. п., временно приостанавливающие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей (одноэтажные производственные и сельскохозяйственные здания, не содержащие ценного оборудования)	

ТАБЛИЦА 15. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА, УЧИТЫВАЮЩЕГО КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Конструктивные решения зданий	Коэффициент $K_2$
Здания каркасные, крупноблочные, со стенами комплексной конструкции с числом $n$ этажей выше пяти	$K_2 = 1 + 0,1(n - 5)$ , но не более 1,5
Здания крупнопанельные или со стенами из монолитного железобетона с числом этажей до пяти	0,9
То же, с числом этажей выше пяти	$K_2 = 0,9 + 0,075(n - 5)$ , но не более 1,5
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	1,5
Здания с несущими стенами из кирпичной или каменной кладки, выполняемой вручную без добавок, повышающих сцепление	1,3
Каркасные одноэтажные здания, высота которых до низа балок или ферм не более 8 м и с пролетами не более 18 м	0,8
Сельскохозяйственные здания на сваях-колоннах, возводимые на грунтах категории III	0,5
Здания и сооружения, не указанные выше	1

Коэффициент динамичности  $\beta_i$  определяется по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} &\text{для грунтов категории I } \beta_i = 1/T_i, \text{ но не более 3,} \\ &\text{для грунтов категории II } \beta_i = 1,1/T_i, \text{ но не более 2,7,} \\ &\text{для грунтов категории III } \beta_i = 1,5T_i, \text{ но не более 2} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

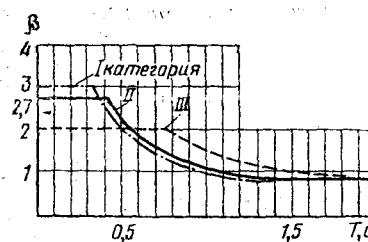


Рис. 13. Зависимость коэффициентов динамичности от периодов собственных колебаний и категорий грунтов

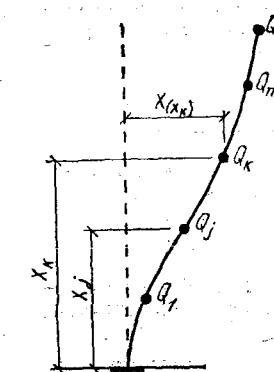


Рис. 14. Схема здания для определения расчетной сейсмической нагрузки

или по графикам рис. 13 в зависимости от категорий грунтов по сейсмическим свойствам. Во всех случаях значения  $\beta_i$  должны приниматься не менее 0,8.

В выражениях (37)  $T_i$  — период собственных колебаний по  $i$ -й форме, связанный с частотой этих колебаний  $\varphi_i$  формулой  $T_i = 2\pi/\varphi_i$ .

ТАБЛИЦА 16. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ, УЧИТЫВАЮЩИХ ДЕМПФИРОВАНИЕ

Характеристики конструкций	Коэффициент $K_\psi$
Высокие сооружения небольших размеров в плане (башни, мачты, отдельно стоящие шахты лифтов, дымовые трубы и т. п. сооружения)	1,5
Каркасные здания, стеновое заполнение которых не влияет на его деформативность при отношении высоты стоек $h$ к поперечному размеру $b$ в направлении действия расчетной сейсмической нагрузки, равном или более 25	1,5
Остальные здания и сооружения	1

Казалось бы, что повышая гибкость (период колебаний) системы, можно, согласно формулам по определению  $\beta$ , уменьшить коэффициент динамичности, а значит, и сейсмическую нагрузку. Однако следует учитывать, что при повышении гибкости системы возрастает вклад в суммарное колебание по высшим формам (с умень-

щающимися периодами). Коэффициент, зависящий от формы собственных колебаний сооружения (рис. 14)  $\eta_{ik}$ , определяется по формуле

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j \tilde{X}_i^2(x_j)}, \quad (38)$$

где  $X_i(x_k)$ ,  $X_i(x_j)$  — смещения здания или сооружения при собственных колебаниях по  $i$ -му тону в рассматриваемой точке  $k$  и во всех точках  $j$ , где в соответствии с расчетной схемой его вес принят сосредоточенным;  $Q_j$  — вес здания или сооружения, отнесенный к точке  $j$ .

Для зданий высотой до пяти этажей включительно с незначительно изменяющимися по высоте массами и жесткостями этажей при  $T_1$  менее 0,4 с коэффициент  $\eta_k$  допускается определять по упрощенной формуле

$$\eta_k = \frac{x_k \sum_{j=1}^n Q_j x_j}{\sum_{j=1}^n Q_j x_j^2},$$

где  $x_k$  и  $x_j$  — расстояния от точек  $k$  и  $j$  до верхнего обреза фундаментов.

Сейсмичность, принятая при проектировании и строительстве с учетом указанных изменений, называется расчетной. Здания (сооружения), имеющие период первого (основного) тона  $T_1 > 0,4$  с, следует рассчитывать с учетом не более трех высших форм главных колебаний. Здания, у которых масса и жесткость конструкций по высоте изменяются незначительно (при  $T_1 \leq 0,4$  с), можно рассчитывать с учетом только первой формы колебаний.

От действия расчетных сейсмических нагрузок  $S_{ik}$  (по каждой форме отдельно) методами строительной механики находят внутренние усилия (напряжения)  $N_i$  в сечениях (точках) элементов здания.

При учете высших форм колебаний суммарное усилие в сечении допускается определять по формуле

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2},$$

где  $N_i$  — значения усилий или напряжений в рассматриваемом сечении, вызываемых сейсмическими нагрузками, соответствующими

$i$ -й форме колебаний;  $n$  — число учитываемых в расчете форм колебаний.

При расчете здания или сооружения обычно исходят из двух предпосылок:

1) рассматривают их в виде сложных пространственных систем с учетом всех факторов, что чрезвычайно сложно и трудоемко, но с использованием средств ЭВМ реально;

2) разделяют его для расчета на более простые элементы, работу которых рассматривают изолированно. Такие упрощения допускаются в тех случаях, когда неискажаются главные стороны работы системы в целом.

При расчете стен зданий в продольном направлении сейсмическая нагрузка распределяется на продольные стены. Аналогично ведут расчет и в поперечном направлении. При этом диск перекрытия может рассматриваться как распределитель сейсмической нагрузки между стенами и значит жесткость его в своей плоскости влияет на характер этого распределения.

Конструкции, возвышающиеся над зданием или сооружением и имеющие по сравнению с ним незначительные сечения и массу (парапеты, фронтоны и т. п.), а также крепления памятников, тяжелого оборудования, устанавливаемого на первом этаже, рассчитываются на горизонтальную сейсмическую нагрузку при  $\beta\eta = 5$ .

Стены, панели, перегородки, соединения между отдельными конструкциями, а также крепления технологического оборудования рассчитываются на горизонтальную сейсмическую нагрузку при  $\beta\eta$ , соответствующем рассматриваемой отметке сооружения, но не менее 2. Силы трения учитываются только при расчете горизонтальных стыковых соединений в крупнопанельных зданиях.

В случае протяженных сооружений длиной или шириной более 30 м, помимо сейсмической нагрузки, важную роль играет крутящий момент относительно вертикальной оси здания или сооружения, проходящей через его центр жесткости. Значение расчетного эксцентриситета между центрами жесткостей и масс здания или сооружения в рассматриваемом уровне принимается не менее 0,02  $B$ , где  $B$  — размер здания или сооружения в плане в направлении, перпендикулярном действию силы  $S_{ik}$ .

Необходимость учета вертикальной составляющей

сейсмического воздействия приобрела значимость после Ташкентского (1966 г.) и особенно после Газлийских (1976 г.) землятрясений, во время которых их проявление наряду с горизонтальной составляющей было весьма существенным. На вертикальную сейсмическую нагрузку расчитываются: горизонтальные и наклонные консольные конструкции, рамы, арки, фермы, пространственные покрытия зданий и сооружений пролетом 24 м и более; сооружения при расчете на устойчивость против опрокидывания или против скольжения; каменные конструкции. При расчете на вертикальную нагрузку, кроме каменных конструкций, коэффициенты  $K_1$  и  $K_2$  принимаются равными единице.

Консольные конструкции, масса которых по сравнению с массой здания незначительна (балконы, козырьки, консоли для навесных стен и т. п. и их крепления), расчитываются на вертикальную сейсмическую нагрузку при значении  $\beta_1 = 5$ .

Каменные конструкции следует рассчитывать на одновременное действие горизонтально и вертикально направленных сейсмических сил.

Значение вертикальной сейсмической нагрузки при расчетной сейсмичности 7—8 баллов следует принимать равным 15 %, а при сейсмичности 9 баллов — 30 % соответствующей вертикальной статической нагрузки. Направление действия вертикальной сейсмической нагрузки (вверх или вниз) надо принимать более невыгодным для напряженного состояния рассматриваемого элемента. При расчете конструкций на прочность и устойчивость вводится дополнительный коэффициент  $m_{kp}$ , значения которого принимаются по табл. 11.

При проектировании высоких каркасных зданий кроме деформаций изгиба и сдвига в стойках каркаса возникают осевые деформации, поэтому необходимо также учитывать податливость основания и проводить расчет на устойчивость против опрокидывания. Ранее при расчете зданий и их элементов из кирпичной или каменной кладки влияние специальных добавок, повышающих сцепление кирпича с раствором, не учитывалось, хотя оно важно. Возможно, этим объясняется их недостаточное применение в строительстве. Действующими нормами влияние добавок на расчетные характеристики кладки, в частности на прочность сцепления по неперевязанным швам, учитывается через формулы:

$$R_p = 0,45R_p^B. \quad (41)$$

$$R_{cp} = 0,7R_p^B. \quad (42)$$

$$R_{gl} = 0,8R_p^B. \quad (43)$$

где  $R_p^B$  — временное сопротивление осевому растяжению, полученное в результате испытаний, проводимых в районе строительства.

Значения  $R_p$ ,  $R_{cp}$  и  $R_{gl}$  не должны превышать соответствующие значения при разрушении кладки по кирпичу или камню.

В действующем СНиП больше внимания уделяется особенностям расчета железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях. Так, в предварительно напряженных конструкциях, подлежащих расчету на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия, установлено, что усилия, определяемые из условий прочности сечений, должны превышать усилия, воспринимаемые сечением при образовании трещин не менее чем на 25 %.

Для предотвращения возможности хрупкого разрушения изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов по наклонному сечению и для использования резервов несущей способности железобетонных конструкций при сейсмическом воздействии, связанных с развитием в них пластических деформаций, предусматривается, чтобы прочность элемента по наклонному сечению при действии поперечной силы была больше его прочности по нормальному сечению. Поэтому нормами установлено, что во внецентренно сжатых элементах, а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов хомуты должны ставиться по расчету на расстояниях: при  $R_{ac} \leq 400$  МПа не более 400 мм и при вязанных каркасах — не более  $12d$ , а при сварных каркасах — не более  $15d$ ; при  $R_{ac} \geq 450$  МПа не более 300 мм и при вязанных каркасах — не более  $10d$ , а при сварных каркасах — не более  $12d$ , где  $d$  — наименьший диаметр сжатых продольных стержней. При этом поперечная арматура должна обеспечивать закрепление сжатых стержней от их изгиба в любом направлении.

Расстояния между хомутами внецентренно сжатых элементов в местахстыкования рабочей арматуры внахлестку без сварки должны приниматься не более  $8d$ .

Если общее насыщение внецентренно сжатого элемента продольной арматурой превышает 3 %, хомуты должны устанавливаться на расстоянии не более  $8d$  и не более 250 мм.

В колоннах рамных каркасов многоэтажных зданий при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов шаг хомутов не должен превышать  $1/2h$ , а для каркасов с несущими диафрагмами — не более  $h$ , где  $h$  — наименьший размер стороны колонн прямоугольного или двутаврового сечения. Диаметр хомутов в этом случае следует принимать не менее 8 мм, а в вязанных каркасах концы хомутов необходимо загибать вокруг стержня продольной арматуры и заводить их внутрь бетонного ядра не менее чем на 6  $d$  хомута.

Таким образом, при разработке новых норм учитывались следующие основные принципы: формулировка новых расчетных требований к проектированию, более полный учет особенностей района строительства, уточнение реальных сейсмических воздействий и учет работы сооружений за пределом упругости.

### 3. О некоторых соображениях, положенных в основу СНиП II-7-81

Обоснования новой главы СНиП частично изложены в [90]. Разберем некоторые из них, имея в виду, что другие, менее существенные изменения по совершенствованию методов расчета и конструктированию сейсмостойких зданий и сооружений, нашли отражение в гл. I, II, VI. Ранее [126], спектральный коэффициент динамичности  $\beta(T)$  принимался единым для любых грунтовых условий. В СНиП II-7-81 приняты три кривые  $\beta(T)$  в зависимости от периодов собственных колебаний зданий и сооружений и категорий грунтов по сейсмическим составам.

Указанная дифференциация достаточно условна, так как огрубленно учитывает грунтовые условия и не принимается во внимание сейсмологическая обстановка, в частности такие параметры, как магнитуда, эпицентриальное расстояние, глубина очага и др. Однако такой подход позволяет упрощенно учесть влияние грунтовых условий площадки строительства.

В последние годы предприняты попытки для некоторых регионов страны ввести в нормы специальную зависимость  $\beta(T)$ , на которую дополнительно должны про-

веряться сооружения. Включить это положение в нормы для конкретных районов страны пока не представилось возможным в связи с недостаточным количеством данных по региональным спектрам. Вместе с тем следует иметь в виду, что использование региональных спектральных кривых позволит выбрать наиболее эффективную по соображениям сейсмостойкости конструктивную схему сооружения для конкретных районов с учетом величины периода собственных колебаний сооружения. Поэтому в п. 5 этот метод, применительно к региональным условиям Ташкента [99], рассматривается подробнее, так как постепенная замена введенных в нормы «средних» кривых региональными по мере накопления достоверной информации является целесообразной. Расчеты по трем кривым  $\beta(T)$  вместо одной приводят к изменениям значений нагрузок на сооружения.

На площадках с грунтами категории III для достаточно жестких зданий массовой застройки (с периодом собственных колебаний основного тона до 0,5 с) нагрузки снижаются на 30—40 %, а для гибких сооружений с периодом собственных колебаний 0,6—1,5 с они возрастают на 20—90 %. Грунты категории III всегда считались менее благоприятными для строительства вообще и, в частности, для строительства высоких зданий.

Анализ последствий землетрясений свидетельствует о том, что жесткие здания на слабых, водонасыщенных грунтах получают меньшие повреждения, чем гибкие сооружения, что учтено в нормах.

Изменения нагрузок в связи с введением новых зависимостей  $\beta(T)$  показаны в табл. 17.

Учитывая, что площадки с грунтами категории I составляют примерно 8 %, а категории III — 17 % общей площади в сейсмических районах, средневзвешенное снижение нагрузок по стране составит 0,6 %.

Если для грунтов категорий I и III значения спектральных коэффициентов динамичности принципиальных выражений не встречали, то для средних грунтовых условий (категория II) высказывались различные точки зрения. В частности, предлагалось продлить горизонтальный участок с максимальным значением  $\beta$  до  $T_1=0,4$  с со снижением максимума до 2,8 или продлить горизонтальный участок до  $T_1=0,5$  с, а снижение значений  $\beta$  принять по формуле  $c/\sqrt{T}$  при одновременном уменьшении максимума  $\beta$  до 2,5.

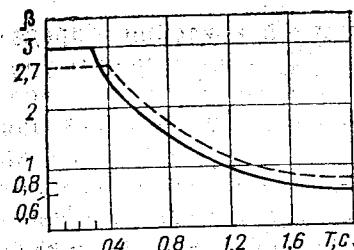


Рис. 15. График  $\beta$ , принятый по старым нормам (сплошная линия), по СНиП II-7-81 (пунктир)

сказалось бы на экономических показателях строительства. По этой причине, а также учитывая, что объем сейсмологической информации все еще пока недостаточен для значительной корректировки, зависимость  $\beta(T)$  для средних грунтов принята, как показано на рис. 15.

ТАБЛИЦА 17. ОСРЕДНЕННЫЕ ИЗМЕНЕНИЯ НАГРУЗОК

$T_t$	Категория I			Категория III		
	Удельный вес в общем объеме сооружений	$\Delta\beta$	Средние изменения нагрузок, %	Удельный вес в общем объеме сооружений	$\Delta\beta$	Средние изменения нагрузок, %
0—0,2	0,1	+17	+1,7	0,05	-33	-1,65
0,21—0,5	0,35	Изменений нет		0,65	-28	-18,2
0,51—1	0,45		+1,7	0,25	+42	+10,5
1,1—1,5	0,08		+1,7	0,045	+100	+4,5
$>1,5$	0,02		+1,7	0,005	+90	+0,45
Среднее	—	—	+1,7	—	—	-4,4

Серьезно изменена в новом СНиП таблица, учитывающая влияние грунтовых условий на интенсивность сейсмических воздействий. Изменилась классификация грунтов по сейсмическим свойствам с учетом общепринятых параметров физического состояния грунтов, что позволяет при изысканиях и строительстве систематизировать их более определенно.

В предыдущем СНиП за основной критерий, определяющий сейсмические свойства грунтов, был принят уровень грунтовых вод. При высоком уровне грунтовых вод, т. е. для водонасыщенных грунтов всех типов, расчетная сейсмичность строительной площадки повышалась на балл. Однако результаты исследований последних лет показали, что такой подход не всегда оправдан, в частности, для крупнообломочных грунтов такой зависимости не наблюдается. Вместе с тем, при низком уровне грунтовых вод все грунты независимо от плотности и влажности относились к категориям со средними грунтовыми условиями.

Изменение интенсивности колебаний грунта зависит от его упругих свойств, которые, в свою очередь, зависят от таких свойств грунта, как плотность, влажность и консистенция. Поэтому в новом СНиП грунты разделены на категории в зависимости от этих свойств. При этом учитывается, что для крупнообломочных и песчаных гравелистых, крупных и средней крупности грунтов влияние влажности на упругие свойства несущественно. Вместе с тем в крупнообломочных грунтах важное значение имеет количество песчано-глинистого заполнителя. Для глинистых грунтов основными показателями сейсмических свойств являются плотность и консистенция, для мелких и пылеватых песков — плотность и влажность.

Таким образом, классификация грунтов приведена в соответствие с существующей номенклатурой грунтов по СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений» и позволяет более правильно и дифференцированно оценить сейсмические свойства грунтов строительных площадок.

Необходимо иметь в виду, что эти данные имеют вспомогательное значение, так как корректировка сейсмичности площадки строительства должна производиться, как правило, по материалам сейсмического микрорайонирования. Однако в тех случаях, когда отсутствуют данные сейсмического микрорайонирования, допускается принимать приращение балльности, как указано в табл. 12. Принципы, на основе которых разработана табл. 12, не должны, по-видимому, значительно отличаться от методов и подходов, используемых при проведении сейсмического микрорайонирования, а потому не требуют более подробной дифференциации грунтов или введения в расчетную формулу коэффициента  $K_g$  (от 0,75 до 1,5 вместо 0,5; 1 и 2), учитывающего сейсмические свойства грунта.

Новый СНиП ориентирован на расчет по предельным состояниям. Смысл его состоит в том, что после землетрясения в сооружении могут быть остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов конструкций, т. е. допускаются состояния, отличные от упругого, если это не угрожает безопасности людей и сохранности ценного оборудования [16].

По существу это предельное состояние первой группы по СНиП II-А.10-71. Очевидно, что имеются и такие сооружения, которые не могут рассчитываться по предельным состояниям первой группы и для которых было целесообразно вести расчет по второй группе предельных состояний. Основное различие между предельными состояниями первой и второй групп состоит в том, что первая группа предусматривает невозможность дальнейшей эксплуатации сооружения, а вторая — ограничения их нормальной эксплуатации. Например, некоторые сооружения, в которых по эксплуатационным (технологическим) соображениям остаточные деформации не допускаются (атомные электростанции, химически опасные производства и др.), следует рассчитывать по второй группе предельных состояний.

Несмотря на множество допущений при расчете сооружений, объекты, запроектированные с соблюдением конструктивных антисейсмических мероприятий в целом как показывает опыт инженерного анализа последствий землетрясений [56, 86, 87, 151], удовлетворительно противостояли сейсмическим воздействиям. Эти данные свидетельствуют о том, что в результате сильных сейсмических воздействий в сооружениях чаще всего возникают повреждения некоторых элементов — здания могут получать допустимые с точки зрения эксплуатации остаточные деформации, т. е. находиться в состоянии, резко отличающемся от состояния, положенного в основу условного расчета, что ранее учитывалось заменой реальных значений укорений грунта условным коэффициентом сейсмичности  $K_c$ .

В СНиП II-7-81 предусмотрен учет при расчете на сейсмические воздействия некоторых из параметров, характеризующих предельное состояние.

Сейсмическая нагрузка, на которую следует рассчитывать сооружение, зависит как от интенсивности воздействия, так и от величины предельного состояния, допускаемого для данного сооружения. Разумеется, речь

идет о предельном состоянии сооружения в целом, а не о предельных состояниях отдельных его элементов. В сложных системах, как известно, отказ одного из элементов (достижение в нем предельного состояния) не обязательно приводит к отказу всего сооружения. Количественно, месторасположение, особенности этих элементов определяют в конечном счете состояние сооружения после воздействия.

За предельные состояния могут приниматься: ущербы, суммарная повреждаемость, накопленные остаточные деформации и др.

Если предположить, что  $S_u$  и  $\delta_u$  — расчетная нагрузка и параметр, характеризующий состояние сооружения после землетрясения, соответствующие упругой стадии деформированных конструкций, а  $S_n$  и  $\delta_n$  — для принятия предельного состояния, то

$$S_n = K_1 S_u, \quad (44)$$

$$K_1 = \frac{S_n (J, \delta_n, C)}{S_u (J, \delta_u, C)}. \quad (45)$$

Коэффициент  $K_1$  характеризует предельное состояние сооружения. При  $\delta_n = \delta_u$ ,  $K_1 = 1$ , в других случаях, как видно из табл. 13,  $K_1 < 1$ . Здесь  $J$  — внешнее воздействие, например интенсивность землетрясения, а  $C$  — некоторая постоянная.

Выражение (44) в неявном виде учитывается в новых нормах через расчетную сейсмичность согласно табл. 12. Например, в сооружениях, повреждения которых связаны с особенно тяжелыми последствиями, уровень сейсмической нагрузки повышается на 20 %, а в сооружениях, функционирование которых необходимо при ликвидации последствий землетрясений, на 50 %. Для особо ответственных зданий и сооружений расчетная сейсмичность принимается на один балл выше сейсмичности площадки строительства.

При определении сейсмических нагрузок вместо условного значения  $K_c$  используются средние значения фактических амплитуд ускорений грунта в долях  $g$ , составляющие 0,1; 0,2 и 0,4 соответственно для 7, 8 и 9 баллов.

Таким образом, при расчете на сейсмические воздействия исходят как бы из фактического ускорения грунта при землетрясении с учетом степени ответственности со-

оружений и допускаемых для них предельных состояний. В результате формула для определения расчетных сейсмических нагрузок имеет вид

$$S_{ih} = K_1 K_2 S_{0ih} = K_1 K_2 Q_h A \beta_i K_\psi \eta_{ih}. \quad (46)$$

Наименования коэффициентов и их значения даны в п. 2 этой главы, физический их смысл становится более понятным, чем коэффициентов, которыми пользовались при определении сейсмической нагрузки по предыдущим нормам.

Сооружения, рассчитанные на нагрузку, вычисляемую по формуле (46), с учетом ответственности сооружений, определенной в табл. 12, будут иметь вероятность безотказной работы, приемлемую для большинства объектов массового строительства.

Как показал опыт Ташкентских (1946 и 1966 гг), Газильских (1976 и 1984 гг) и некоторых других землетрясений, здания и сооружения за время эксплуатации могут подвергаться неоднократно толчкам различной интенсивности, что, в свою очередь, может привести к изменениям его несущей способности. Это обстоятельство учитывается соответствующими коэффициентами условий работы  $t_{kp}$ , приведенными в табл. 11.

При назначении коэффициента, учитывающего повторяемость землетрясений, исходят из результатов исследований прочностных характеристик конструкций в широком диапазоне частот нагружения, включая однократное нагружение, немногочисленные повторные нагрузления, малоцикловую усталость, вибрационную прочность.

В зависимости от пластического или хрупкого характера работы конструкций, особенностей накопления необратимых деформаций и повреждений значения коэффициента  $t_{kp}$  уменьшаются в диапазоне относительно частого нагружения и увеличиваются в диапазоне сравнительно редких нагружений нормативной интенсивности.

Для ряда материалов и соединений (сварные соединения, кладка, работающая на растяжение и сдвиг, устойчивость гибких стержней) такая закономерность изменения прочностных характеристик не наблюдается, что также нашло свое отражение в нормах.

Принимая во внимание недостаточную надежность прогноза сейсмической повторяемости, а также услов-

ность некоторых допущений теоретических исследований, коэффициенты, учитывающие влияние повторяемости на способность сооружений сопротивляться сейсмическим воздействиям, приняты пока с известной осторожностью, которая приводит к увеличению или уменьшению сейсмических нагрузок на 15 %.

Наряду с методикой, принятой в нормах, в дальнейшем возможен учет повторяемости корректировкой расчетной сейсмической нагрузки, либо введением специальных коэффициентов в расчетную формулу, либо уточнением нормативной сейсмичности района непосредственно на карте сейсмического районирования, либо специальным расчетом, учитывающим особенности сейсмического режима. Представляет интерес и вопрос назначения коэффициентов сочетания к постоянным или временным нагрузкам при определении массы здания в зависимости от категории районов по повторяемости землетрясений.

Однако большинство из указанных предложений имеет один общий недостаток — они относятся непосредственно к нагрузке и не учитывают особенностей работы сооружений при интенсивных сейсмических воздействиях высокого уровня, в частности разной способности конструкций к пластическому деформированию. Известно, что одни и те же изменения сейсмического режима, например повторяемости возможных землетрясений, по-разному отражаются на несущей способности сооружений с хрупким или пластическим характером разрушения. Учет повторяемости землетрясений немного повышает уровень сейсмических нагрузок в одних районах и уменьшает в других.

В п. 2.26 норм [127] содержится рекомендация по динамическому расчету сооружений с использованием инструментальных записей ускорений основания при землетрясениях. При расчете на реальные воздействия расчетная модель сооружения должна более полно соответствовать реальной работе при землетрясении на всех стадиях вплоть до разрушения сооружения.

Расчеты с использованием реальных (или соответствующим образом генерированных) записей ускорений основания при землетрясениях рекомендуются для особо ответственных сооружений. Они, как правило, выполняются проектными организациями совместно с научно-исследовательскими институтами.

Ряд соображений, положенных в основу норм, прошел

подтверждение практикой, в том числе сильными землетрясениями. Так, Каржантауское (1979 г.) землетрясение подтвердило высокую сейсмостойкость крупнопанельных зданий, если они проектировались с учетом сейсмических воздействий. Вместе с тем Газлийские (1976 г.) землетрясения показали, что крупнопанельные здания,озводимые в сейсмических районах при отсутствии антисейсмического усиления, разрушились. Об эффективном влиянии на сейсмостойкость кирпичных зданий конструктивных антисейсмических мероприятий в виде вертикального и горизонтального (в углах и пересечениях стен) армирования кладки, устройства антисейсмических поясов и других мероприятий свидетельствует опыт многих землетрясений последних лет на территории СССР. Необходимость нормирования кладки по сопротивляемости сейсмическим воздействиям и в первую очередь обеспечение достаточной прочности сцепления раствора с кирпичом подтверждено опытом Ташкентского (1966 г.), Жаланащ-Тюпского (1978 г.) и других землетрясений. В настоящее время в сейсмических районах применение кладок III и IV категорий резко ограничено и рекомендовано применение виброкирпичных блоков и панелей.

СНиП II-7-81 уточнены методы расчета и конструирования каркасных, панельных, каменных зданий, а также транспортных и гидротехнических сооружений.

Вместе с тем многие существенные вопросы сейсмостойкого строительства требуют дальнейшей разработки. Среди них: учет пластических деформаций и учет влияния протяженности сооружений, уточнение коэффициентов, учитывающих влияние вертикальных составляющих сейсмического воздействия, определение рациональных областей целесообразного применения высотных зданий в сейсмических районах, пути учета сейсмического риска и др.

В связи с проектированием и строительством атомных электростанций на площадках сейсмичностью 5 баллов и более актуальной стала проблема обеспечения сейсмостойкости приборов и оборудования АЭС. Эта же проблема должна найти решение для химически опасных производств. Однако до сих пор нет четких требований, предъявляемых к этому оборудованию в соответствующих сейсмических зонах.

В связи с перспективой расширения строительства в районах сейсмичностью выше 9 баллов появилась необ-

ходимость в разработке специальных рекомендаций по обеспечению сейсмостойкости различных сооружений, возводимых на этих площадках.

Дальнейшие работы, направленные на совершенствование норм строительства в сейсмических районах, уже осуществляются. В их числе исследования по выбору систем сейсмозащиты зданий и сооружений, так называемых «активных» (подробнее они рассматриваются в гл. 6, п. 3); унификация методов обследования и контроля качества строительно-монтажных работ в сейсмических районах и оценка его влияния на сейсмостойкость сооружений; разработка новых методов расчета и новых типов конструкций, а также оценка предельных величин перекосов этажей в многоэтажных зданиях и учет пространственного деформирования конструкций, в частности податливости перекрытий и покрытий. Проводится работа по созданию расчетных акселерограмм и методики расчета конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности материалов и конструкций.

#### 4. Практические способы расчета некоторых зданий и сооружений на сейсмические воздействия

Практические способы определения сейсмических нагрузок и в некоторых случаях расчета отдельных элементов и узлов на сейсмические воздействия излагаются в виде конкретных примеров расчета или порядка выполнения расчета с указанием, где приведены примеры.

Пример 1. Определение сейсмических нагрузок, действующих на железобетонный каркас одноэтажного бескарнового здания. Сейсмичность района строительства — 8 баллов, повторяемость сейсмического воздействия — 3. Схема здания приведена на рис. 16 и 17. Категория грунта площадки строительства по сейсмическим свойствам — II.

По своему назначению здание относится к объектам, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов.

Каркас состоит из железобетонных колонн сечением  $400 \times 400$  мм, решетчатых балок пролетом 18 м. Колонны торцового фахверка приняты составными из железобетонной нижней части сечением  $400 \times 400$  мм и стальной верхней части (рис. 18). Марка бетона колонн по осям А и Г и колонн торцового фахверка 200 ( $E_b = 21\ 500$  МПа), а колонн по осям Б и В 300 ( $E_b = 26\ 000$  МПа). Покрытие — из крупнопанельных ребристых плит с замоноличенными кирпичами марки 75 на растворе марки 50.

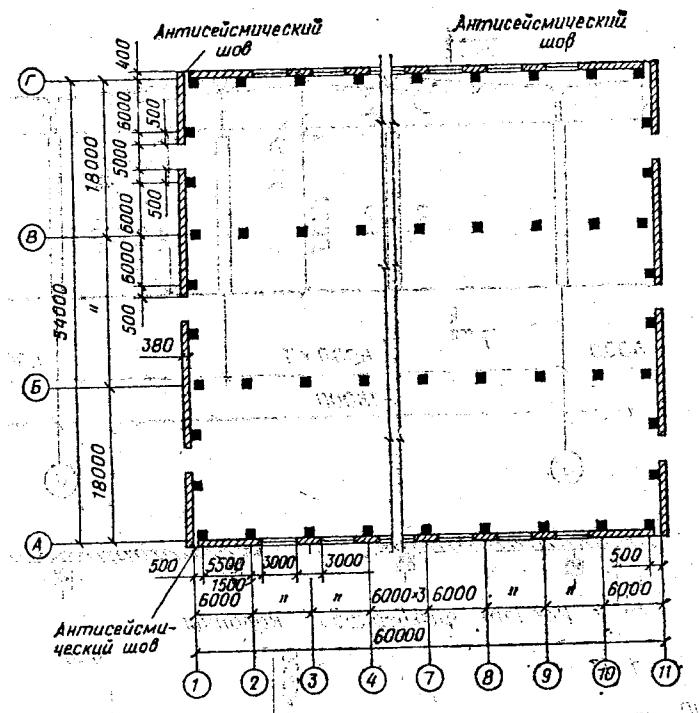


Рис. 16. План здания

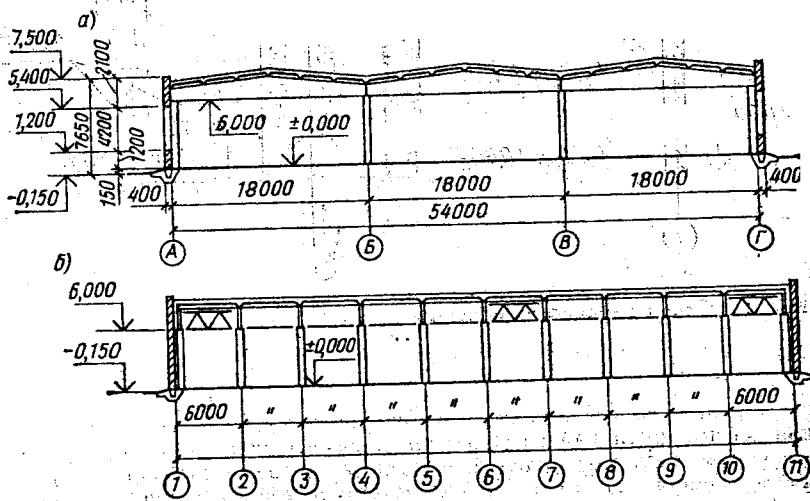


Рис. 17. Разрезы здания

а — поперечный; б — продольный

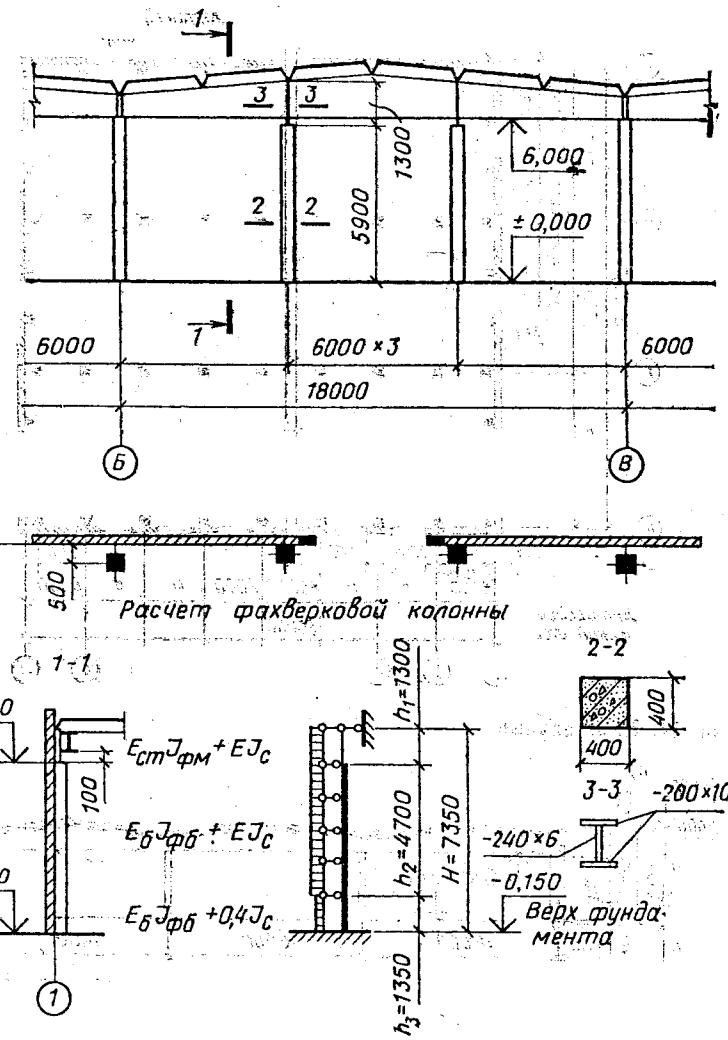


Рис. 18. Схема торцового фахверка.

Принимаем сейсмичность площадки строительства по табл. I при сейсмичности района 8 баллов и категории грунтов II, по сейсмическим свойствам равной 8 баллам. Тогда расчетная сейсмичность здания по табл. 12 соответствует сейсмичности площадки строительства — 8 баллам, но рассчитывается на нагрузку, соответствующую расчетной сейсмичности, с учетом дополнительного коэффициента 1, 2.

### Расчет каркаса в поперечном направлении здания.

1. Определяем перемещения колонн от действия единичных горизонтальных сил, приложенных в уровнях верха колонн. Момент инерции поперечного сечения колонн каркаса и железобетонной части колонны торцового фахверка

$$J_k = J_{\phi,b} = bh^3/12 = 0,4 \cdot 0,4^3/12 = 21,3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

то же, поперечного сечения металлической части фахверковой колонны

$$J_{f,m} = 2(0,1 \cdot 0,2^3/12) + (0,24 \cdot 0,006^3/12) = 0,133 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Жесткость железобетонных колонн:

$$\text{по осям А и Г } E_b J_k = 2,15 \cdot 10^{10} \cdot 21,3 \cdot 10^{-4} = 45,8 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$\text{по осям Б и В } E_b J_k = 2,6 \cdot 10^{10} \cdot 21,3 \cdot 10^{-4} = 55,4 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4.$$

Жесткость фахверковой колонны:

$$\text{железобетонная часть } E_b J_{\phi,b} = E_b J_k = 45,8 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$\text{металлическая часть } E_{f,m} J_{f,m} = 2,06 \cdot 10^{11} \cdot 0,133 \cdot 10^{-4} = 2,7 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4.$$

Перемещения колонн каркаса по осям А и Г определяются с учетом жесткости прилегающих к ним участков самонесущей стены.

Модуль деформации кладки в соответствии с [39]  $E=0,8$ ;  $E_0=0,8\alpha_1 \cdot 2R=1,6\alpha_1 \cdot 1,6 \cdot 1000 \cdot 1,3=2080 \text{ МПа}$ , где  $\alpha_1$  — упругая характеристика кладки;  $R$  — расчетное сопротивление сжатию кладки.

Перемещения на уровне верха колонн:

для колонн по осям І/А, І/Г, ІІ/А, ІІ/Г с учетом жесткости продольной стены длиной  $l=0,5+(5,5/2)=3,25 \text{ м}$ :

$$J_c = 3,25 \cdot 0,38^3/12 = 14,85 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$EJ_c = 2080 \cdot 10^6 \cdot 14,85 \cdot 10^{-3} = 30,9 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_b J_k + EJ_c = 45,8 \cdot 10^6 + 30,9 \cdot 10^6 = 76,7 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_b J_k + 0,4EJ_c = 45,8 \cdot 10^6 + 0,4 \cdot 30,9 \cdot 10^6 = 58,2 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$\delta_{11} = \frac{h^3}{3(E_b J_k + EJ_c)} + \frac{H^3 - h^3}{3(E_b J_k + 0,4EJ_c)} =$$

$$= \frac{4,8^3}{3 \cdot 76,7 \cdot 10^6} + \frac{6,15^3 - 4,8^3}{3 \cdot 58,2 \cdot 10^6} = 1,18 \text{ м}/\text{МН};$$

для колонн по осям 2/А, 2/Г, 10/А, 10/Г с учетом жесткости участка продольной стены длиной  $l=(5,5/2)+1,5=4,25 \text{ м}$ :

$$J_c = 4,25 \cdot 0,38^3/12 = 19,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$EJ_c = 2080 \cdot 10^6 \cdot 19,4 \cdot 10^{-3} = 40,4 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_b J_k + EJ_c = 45,8 \cdot 10^6 + 40,4 \cdot 10^6 = 86,2 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_b J_k + 0,4EJ_c = 45,8 \cdot 10^6 + 0,4 \cdot 40,4 \cdot 10^6 = 62 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$\delta_{11} = \frac{4,8^3}{3 \cdot 86,2 \cdot 10^6} + \frac{6,15^3 - 4,8^3}{3 \cdot 62,0 \cdot 10^6} = 1,08 \text{ м}/\text{МН};$$

для колонн по осям 3/А—9/А и 3/Г—9/Г с учетом жесткости продольной стены длиной 3 м:

$$J_c = 3 \cdot 0,38^3/12 = 13,72 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$EJ_c = 2080 \cdot 10^6 \cdot 13,72 \cdot 10^{-3} = 28,5 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_b J_k + EJ_c = 45,8 \cdot 10^6 + 28,5 \cdot 10^6 = 74,3 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_b J_k + 0,4EJ_c = 45,8 \cdot 10^6 + 0,4 \cdot 28,5 \cdot 10^6 = 57,2 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$\delta_{11} = \frac{4,8^3}{3 \cdot 74,3 \cdot 10^6} + \frac{6,15^3 - 4,8^3}{3 \cdot 57,2 \cdot 10^6} = 1,21 \text{ м}/\text{МН},$$

для колонн по осям Б и В

$$\delta_{11} = \frac{6,15^3}{3 \cdot 55,4 \cdot 10^6} = 1,4 \text{ м}/\text{МН};$$

для фахверковой колонны:

$$\delta_{11} = \frac{7,35^3}{3 \cdot 2,7 \cdot 10^6} + \frac{7,35^3 - 1,3^3}{3 \cdot 45,8 \cdot 10^6} = 3,14 \text{ м}/\text{МН}.$$

2. Определяем жесткость каркаса здания на уровне верха колонн

$$C = \sum_{k=1}^{14} (1/\delta_{kk}) = (4/1,18) + (4/1,08) + (14/1,21) + (22/1,40) + \dots + (12/3,14) = 38,2 \text{ МН/м}.$$

3. Находим расчетные вертикальные нагрузки и с учетом их вес здания (табл. 18). Вес здания принимаем сосредоточенным в уровне верха колонн.

4. Вычисляем период собственных колебаний каркаса в поперечном направлении здания

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{cg}} = 2 \cdot 3,14 \sqrt{\frac{16,494 \cdot 10^3}{38,2 \cdot 10^6 \cdot 9,8}} = 1,32 \text{ с}.$$

5. Определяем коэффициент динамичности для каркаса здания. Для грунтов категории II по сейсмическим свойствам

$$\beta = 1,1/T = 1,1/1,32 = 0,83 > 0,8.$$

6. Вычисляем значения  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $A$ ,  $K_\Phi$  и  $\eta$ :  $K_1 = 0,25$  — по табл. 14;  $K_2 = 0,8$  — по табл. 15;  $A = 0,2$  — для расчетной сейсмичности зданий 8 баллов;  $K_\Phi = 1,02$  — установлено по интерполяции при отношении  $h/b = 6,15/0,4 = 15,4$ , согласно табл. 16;  $\eta = 1$  — для системы с одной степенью свободы.

7. Находим расчетные значения сейсмических нагрузок, действующих на поперечные рамы каркаса:

а) в уровне верха колонн — от покрытия, участков продольных стен, расположенных выше верха колонн, и снега. По формулам (35) и (36) с учетом повышающего коэффициента 1,2 в соответствии с п. 2, табл. 11, определяем сейсмическую нагрузку, действующую на весь каркас здания:

$$S^n = 1,2K_1 K_2 S_{0,k}^n, \text{ где } S_{0,k}^n = Q^n ABK_\Phi \eta;$$

$$S^n = 1,2K_1 K_2 A \beta K_\Phi \eta = 1,2 \cdot 15,618 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 0,83 \cdot 1,02 \cdot 1 = 635 \text{ кН}.$$

ТАБЛИЦА 18. РАСЧЕТНЫЕ ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ И ВЕС КОНСТРУКЦИИ

102

Нагрузка	Нормативная нагрузка на единицу	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка на единицу	Вычисление		Расчетная нагрузка на раму, кН
				стен	рамы	
От веса снега, кПа	1	1,4	0,5	0,7	2268	
кровли с утеплителем, кПа	1,01	1,2	0,9	1,1	3564	
плит покрытия, кН	1,6	1,1	0,9	1,58	5119	
железобетонных балок, кН	104	1,1	0,9	103	3399	
свай и распорок, кН	4,2	1,05	0,9	3,97	48	
участков стен, расположенных выше уровня колонн, кПа	6,85	1,1	0,9	6,78	1220	
От $\frac{V_1}{V_4}$ веса:					15 618	
участков стен, расположенных в пределах высоты колонн, кПа					488	
колонн, кН					388	
					16 494	

Сейсмическую нагрузку распределяем между поперечными рамами каркаса пропорционально их жесткостям.

$$S_p^n = S_p^n \frac{C_p}{C}; \quad S_p^n = 635 \frac{(2/1,18 + 2/1,4)}{38,2} = 52 \text{ кН};$$

на рамы по осям 2 и 10

$$S_p^n = 635 \frac{(2/1,08) + (2/1,4)}{38,2} = 55 \text{ кН};$$

на рамы по осям 3—9

$$S_p^n = 635 \frac{(2/1,21) + (2/1,4)}{38,2} = 51 \text{ кН};$$

б) по длине колонн от веса колонн с учетом коэффициента 1,2 (примечание к табл. 12):

$$S^k = 1,2 K_1 K_2 A \delta K_\psi Q^k (1/H) = 1,2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 0,83 \cdot 1,02 \times \\ \times 27,7 (1/6,15) = 0,2 \text{ кН/м};$$

в) по длине колонн по осям А и Г — от участка стен, расположенных в пределах высоты колонн, с учетом коэффициента 1,2:

$$Q^c = 6,78 \cdot 3,25 \cdot 6,15 = 136 \text{ кН};$$

$$S^c = 1,2 K_1 K_2 A \delta K_\psi Q^c (1/H) = 1,2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \times \\ \times 0,83 \cdot 1,02 \cdot 136 (1/6,15) = 0,9 \text{ кН/м},$$

на рамы по осям 2 и 10

$$Q^c = 6,78 \cdot 5,75 (6,15 - 4,2) + 6,78 \cdot 4,2 \cdot 4,25 = 276 \text{ кН};$$

$$S^c = 1,2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 0,83 \cdot 1,02 \cdot 276 (1/6,15) = 1,8 \text{ кН/м};$$

на рамы по осям 3—9:

$$Q^c = 6,78 \cdot 6 (6,15 - 4,2) + 6,78 \cdot 4,2 \cdot 3 = 226 \text{ кН};$$

$$S^c = 1,2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 0,83 \cdot 1,02 \cdot 226 (1/6,15) = 1,46 \text{ кН/м}.$$

Расчет каркаса в продольном направлении здания.

8. Определяем перемещение колонн от действия единичных горизонтальных сил, приложенных в уровнях верха колонн. Для колонн по осям I/A, I/G, II/A и II/G с учетом жесткости участка торцовой стены длиной  $l = 0,4 + (6/2) = 3,4 \text{ м}$ :

$$J_c = \frac{3,4 \cdot 0,38^3}{12} = 15,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$EJ_c = 2080 \cdot 10^6 \cdot 15,6 \cdot 10^{-3} = 32,4 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_6 J_k + EJ_c = 45,8 \cdot 10^6 + 32,4 \cdot 10^6 = 78,2 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_6 J_k + 0,4 EJ_c = 45,8 \cdot 10^6 + 0,4 \cdot 32,4 \cdot 10^6 = 58,8 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$\delta_{II} = \frac{4,8^3}{3 \cdot 78,2 \cdot 10^6} + \frac{6,15^3 - 4,8^3}{3 \cdot 58,8 \cdot 10^6} = 1,16 \text{ м/МН}.$$

Для колонн по осям I/Б, I/В, II/Б и II/В с учетом жесткости участка торцовой стены длиной 6 м:

$$J_c = \frac{6 \cdot 0,38^3}{12} = 27,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$EJ_c = 2080 \cdot 10^6 \cdot 27,4 \cdot 10^{-3} = 57,1 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_6 J_{\text{и}} + EJ_c = 55,4 \cdot 10^6 + 57,1 \cdot 10^6 = 112,5 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_6 J_{\text{и}} + 0,4 EJ_c = 55,4 \cdot 10^6 + 0,4 \cdot 57,1 \cdot 10^6 = 78,2 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$\delta_{11} = \frac{4,8^3}{3 \cdot 112,5 \cdot 10^6} + \frac{6,15^3 - 4,8^3}{3 \cdot 78,2 \cdot 10^6} = 0,85 \text{ м/МН};$$

для колонн по осям от 2/А до 10/А и от 2/Г до 10/Г:

$$\delta_{11} = \frac{6,15^3}{3 \cdot 45,8 \cdot 10^6} = 1,69 \text{ м/МН};$$

для колонн по осям от 2/Б до 10/Б и от 2/В до 10/В:

$$\delta_{11} = \frac{6,15^3}{3 \cdot 55,4 \cdot 10^6} = 1,4 \text{ м/МН};$$

для фахверковой колонны с учетом жесткости участка торцовой стены  $l=6/2+0,5=3,5$  м:

$$J_{\text{фм}} = 2 \cdot 0,2 \cdot 0,01^3 / 12 + 2 \cdot 0,2 \cdot 0,01 \cdot 0,125^3 + 0,006 \cdot 0,24^3 / 12 = 6,94 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4;$$

$$J_c = 3,5 \cdot 0,38^3 / 12 = 16 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$EJ_c = 2080 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 10^{-3} = 33,3 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_{\text{ст}} J_{\text{фм}} = 2,06 \cdot 10^{11} \cdot 6,94 \cdot 10^{-5} = 14,3 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_{\text{ст}} J_{\text{фм}} + EJ_c = 14,3 \cdot 10^6 + 33,3 \cdot 10^6 = 47,6 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_6 J_{\text{фб}} + EJ_c = 45,8 \cdot 10^6 + 33,3 \cdot 10^6 = 79,1 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$E_6 J_{\text{фб}} + 0,4 EJ_c = 45,8 \cdot 10^6 + 0,4 \cdot 33,3 \cdot 10^6 = 59,1 \cdot 10^6 \text{ Па} \cdot \text{м}^4;$$

$$\delta_{11} = \frac{3(E_{\text{ст}} J_{\text{фм}} + EJ_c)}{3(E_6 J_{\text{фб}} + EJ_c)} = \frac{3(E_6 J_{\text{фб}} + EJ_c)}{3(E_6 J_{\text{фб}} + 0,4 EJ_c)} = \frac{(h_1 + h_2)^3 - h_1^3}{3 \cdot 47,6 \cdot 10^6} + \frac{3 \cdot 79,1 \cdot 10^6}{3 \cdot 59,1 \cdot 10^6} = 1,9 \text{ м/МН}.$$

9. Определяем жесткость каркаса здания в уровне верха колонн:

$$C = \sum_{i=1}^n (1/\delta_{ki}) = 4/1,16 + 4/0,85 + 18/1,69 + 18/1,40 +$$

$$+ 12/1,9 = 37,85 \text{ МН/м.}$$

10. Находим вес здания от расчетных вертикальных нагрузок от собственного веса конструкций и снега. Значения расчетной на-

грузки и вес конструкций отличается от приведенных в табл. 18 только в части участков торцевых стен.

Нагрузка от веса участка торцевых стен, расположенных выше ерха колонн,  $6,78 \cdot 1,8 \cdot 54,8 \cdot 2 = 1340 \text{ кН}$  и от  $1/4$  веса участков, расположенных в пределах высоты колонн,  $0,25 \cdot 6,78 \cdot 2(6,15 \cdot 54,8 - 3,6 \times 5 \cdot 3) = 1070 \text{ кН}$  и с учетом приведенных в табл. 18 суммарная расчетная нагрузка составит 17076 кН, а приведенная к верху колонн 15 733 кН.

11. Определяем период собственных колебаний каркаса в продольном направлении здания

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{6g}} = 2 \cdot 3,14 \sqrt{\frac{17081 \cdot 10^3}{37,85 \cdot 10^6 \cdot 9,8}} = 1,35 \text{ с.}$$

12. Вычисляем коэффициент динамичности для каркаса здания

$$\beta = 1,1/T_i = 1,1/1,35 = 0,82 > 0,8.$$

13. Определяем расчетные значения сейсмических нагрузок, действующих на продольные рамы каркаса:

а) в уровне верха колонн — от покрытия, торцевых стен и снега

$$S^n = 1,2Q^n K_1 K_2 A \delta K \eta = 1,2 \cdot 15733 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 0,8 \times$$

$$\times 1,02 \cdot 1 = 616 \text{ кН.}$$

Сейсмическую нагрузку распределяем между продольными рамами каркаса пропорционально их жесткости:  
на рамы по осям А и Г при

$$S_p^n = \frac{616 (9/1,4) + (2/1,16)}{37,85} = 115,2 \text{ кН};$$

на рамы по осям Б и В при

$$S_p^n = \frac{616 (9/1,4) + (2/0,85)}{37,85} = 143,5 \text{ кН};$$

б) во длине колонн — от собственного веса колонн с учетом коэффициента 1,2

$$S_k = 1,2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 0,82 \cdot 1,02 (27,7/6,15) = 0,2 \text{ кН/м};$$

) по длине фахверковых колонн — от участков торцевых стен, расположенных в пределах высоты колонн с учетом коэффициента 1,2:  
на рамы по осям А и Г:

$$Q^c = 6,78 \cdot 3,4 \cdot 6,15 = 142 \text{ кН};$$

$$S^c = 1,2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 0,82 \cdot 1,02 (142/6,15) = 0,9 \text{ кН/м};$$

на рамы по осям Б и В:

$$Q^c = 6,78 \cdot 6 \cdot 6,15 = 250 \text{ кН};$$

$$S^c = 1,2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 0,82 \cdot 1,02 (250/6,15) = 1,6 \text{ кН/м.}$$

14. Определяем значения дополнительных сейсмических нагрузок в уровне верха колонн, вызванных кручением здания при сейсмическом воздействии (рис. 19).

При расчете зданий длиной или шириной более 30 м, кроме ка-

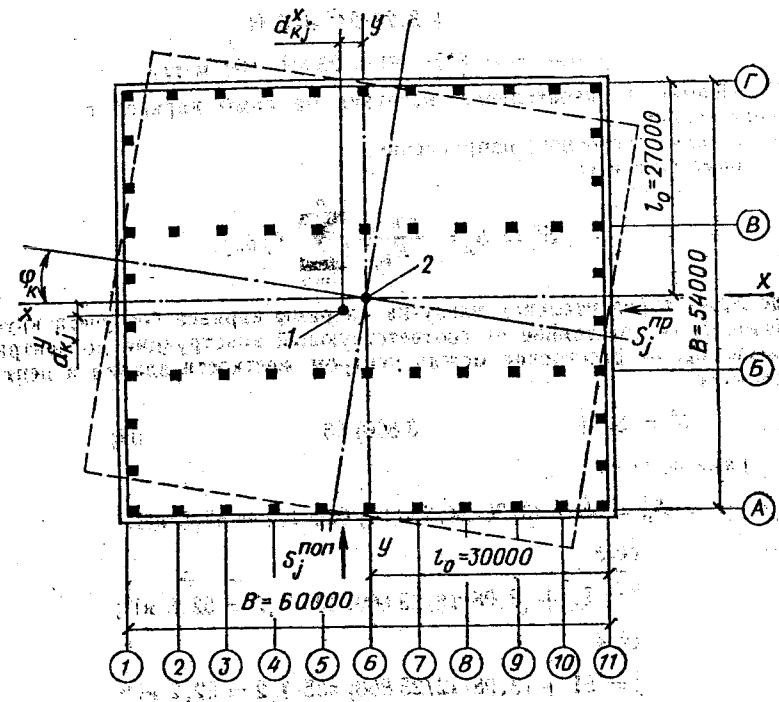


Рис. 19. Поворот здания в плане  
1 — центр масс; 2 — центр жесткостей

четной сейсмической нагрузки, учитывается крутящий момент от носительной вертикальной оси здания, проходящий через его центр жесткости. Значение расчетного эксцентризита  $d_{kj}$  между центром жесткостей и весом здания принимаем 0,02B, где B — размер здания в плане в направлении, перпендикулярном действию силы  $S_j$ . При расчете здания в поперечном направлении  $B=60$  м,  $d_{kj}^x=0,02 \times 60=1,2$  м; при расчете в продольном направлении  $B=54$  м,  $d_{kj}^y=0,02 \cdot 54=1,08$  м.

Так как здание симметрично в плане, то центр его жесткости совпадает с точкой пересечения осей симметрии здания.

Угловая жесткость рам здания  $K_{k\phi}$  в уровне покрытия

$$K_{k\phi} = \bar{K}_{k\phi} = \sum_{q=1}^n (C_{ka}^y l_{xa}^2 + C_{ka}^x l_{ya}^2),$$

где  $C_{ka}^x$ ,  $C_{ka}^y$  — жесткости вертикальных конструкций в соответствующих направлениях;  $l_{xa}$ ,  $l_{ya}$  — расстояние конструкции до продольной и поперечной осей здания;

$$\begin{aligned} K_{k\phi}^* = \bar{K}_{k\phi}^* &= 2 [3,12 \cdot 29,5^2 + 3,28 \cdot 24^2 + 3,08 (18^2 + 12^2 + 6^2) + \\ &+ 7,05 \cdot 26,8^2 + 8,78 \cdot 9^2] = 23860 \text{ МН}\cdot\text{м/рад}. \end{aligned}$$

Полная горизонтальная нагрузка на рамы каркаса в уровне верха колонн:

а) для поперечного направления:  
рама по оси 1:

$$S_n^n = S_k^n = \frac{C_h l_a}{K_{k\phi}} \sum_{j=k}^n S_j d_{kj},$$

где  $S_k$  — горизонтальная нагрузка на рамы каркаса без учета крученя;  $l_a$  — расстояние от соответствующей конструкции до центра массы;  $d_{kj}$  — расстояние между центром жесткости здания и центром масс;

$$S_n^n = 52 + (3,12 \cdot 29,5 / 23860) 635 \cdot 1,2 = 54,94 \text{ кН};$$

рама по оси 2:

$$S_n^n = 55 + (3,28 \cdot 24 / 23860) 635 \cdot 1,2 = 57,5 \text{ кН};$$

рама по оси 3:

$$S_n^n = 51 + (3,08 \cdot 18 / 23860) 635 \cdot 1,2 = 52,8 \text{ кН};$$

рама по оси 4:

$$S_n^n = 51 + (3,08 \cdot 12 / 23860) 635 \cdot 1,2 = 52,2 \text{ кН};$$

рама по оси 5:

$$S_n^n = 51 + (3,08 \cdot 6 / 23860) 635 \cdot 1,2 = 51,6 \text{ кН};$$

рама по оси 6:

$$S_n^n = S_p^n = 51 \text{ кН};$$

рама по оси 7:

$$S_n^n = 51 - (3,08 \cdot 6 / 23860) 635 \cdot 1,2 = 50,4 \text{ кН};$$

рама по оси 8:

$$S_n^n = 51 - (3,08 \cdot 12 / 23860) 635 \cdot 1,2 = 49,8 \text{ кН};$$

рама по оси 9:

$$S_n^n = 51 - (3,08 \cdot 18 / 23860) 635 \cdot 1,2 = 49,2 \text{ кН};$$

рама по оси 10:

$$S_n^n = 55 - (3,28 \cdot 24 / 23860) 635 \cdot 1,2 = 52,5 \text{ кН};$$

рама по оси 11:

$$S_n^n = 52 - (3,12 \cdot 29,5 / 23860) 635 \cdot 1,2 = 49,1 \text{ кН};$$

\* Без учета жесткости фахверковых колонн.

6) для продольного направления:  
рама по оси А:

$$S_{\text{н}}^{\text{п}} = 128 + (7,05 \cdot 26,8 / 23,860) \cdot 616 \cdot 1,08 = 133,3 \text{ кН};$$

рама по оси Б:

$$S_{\text{н}}^{\text{п}} = 159 + (8,68 \cdot 9 / 23,860) \cdot 616 \cdot 1,08 = 161 \text{ кН};$$

рама по оси В:

$$S_{\text{н}}^{\text{п}} = 159 - (8,78 \cdot 9 / 23,860) \cdot 616 \cdot 1,08 = 157 \text{ кН};$$

рама по оси Г:

$$S_{\text{н}}^{\text{п}} = 128 - (4,46 \cdot 26,8 / 23,860) \cdot 616 \cdot 1,08 = 122,7 \text{ кН}.$$

15. Определяем расчетные усилия  $M$  и  $Q$  в сечениях колонн.  
Пример расчета многоэтажных каркасных зданий со стеновым  
заполнением и без него на сейсмические воздействия изложен в [94].  
При расчете зданий других конструктивных схем или отдельных  
элементов ограничимся только последовательностью их изложения.

Пример 2. Расчет самонесущей кирпичной стены.

1. Определяем исходные данные для расчета стены (вес конструкций, жесткость их, значения коэффициентов  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$ ,  $A$ ,  $B$ ,  $\eta$ ).

2. Рассчитываем стену на действие сейсмических нагрузок в направлении, перпендикулярном ее плоскости:

А. При расчете глухого (без проемов) участка стены определяем усилие в стене от действия местной сейсмической нагрузки, принимая расчетную схему в виде прямоугольной плиты опорной по трем сторонам (на две колонны и фундаментную балку) и защемленной по четвертой стороне в антисейсмическом поясе; вычисляем усилия в стене от перемещения ее вместе с каркасом; определяем расчетные усилия в стене вдоль продольной и вертикальной осей;

Б. Находим прочность стены из условий расчета на действие внекентренное сжатие при вертикальной сейсмической нагрузке, направленной отдельно вниз и вверх;

главные растягивающие напряжения при вертикальной сейсмической нагрузке, направленной отдельно вниз и вверх;

изгиб в горизонтальной плоскости.

Б. При расчете междуоконного простенка:

определяем усилие в простенке от перемещения его вместе с каркасом;

находим прочность простенка из условия расчета на действие внекентренное сжатие при вертикальной сейсмической нагрузке, направленной отдельно вниз и вверх;

главные растягивающие напряжения при вертикальной сейсмической нагрузке, направленной вниз и вверх;

3. Рассчитываем стену на действие сейсмических нагрузок в ее плоскости.

А. При расчете глухого (без проемов) участка стены, принимая расчетную схему в виде консоли, нагруженной сосредоточенной горизонтальной сейсмической силой на уровне середины надоконного горизонтального вояса стены и нормальной силой от собственного веса стены и вертикальной сейсмической нагрузки;

на внекентренное сжатие при вертикальной сейсмической нагрузке, направленной отдельно вниз и вверх;

на главные растягивающие напряжения при вертикальной сейсмической нагрузке, направленной отдельно вниз и вверх.

Б. При расчете междуоконного простенка на те же усилия, что и глухой участок стены.

4. Рассчитываем стену на центральное сжатие в месте опирания ее на фундаментную балку.

Пример 3. Расчет крупнопанельного жилого дома на сейсмические воздействия.

1. Определяем вертикальные нагрузки.

2. Находим расчетные нагрузки, действующие в поперечном направлении:

а) определяем жесткости стен в поперечном направлении, разделив здание на диафрагмы и рассматривая их как консольные стержни, состоящие из отдельных столбов таврового сечения, соединенных между собой перемычками;

б) вычисляем перемещения от действия единичных сил с учетом податливости основания; при определении прогибов диафрагм учитываются сдвиговые деформации;

в) определяем период основного тона колебаний с учетом податливости основания — сдвига и поворота фундамента;

г) находим инерционные силы;

д) распределяем расчетные нагрузки между диафрагмами поперечного направления, рассматривая перекрытия как жесткие диски, обеспечивающие совместные деформации стен.

3. Определяем расчетные нагрузки, действующие в продольном направлении:

а) находим жесткость внутренней продольной стены, представляющей собой раму, состоящую из отдельных столбов прямоугольного и таврового сечения, соединенных между собой перемычками, в которых учитывается образование трещин;

б) определяем прогибы и жесткости наружных продольных стен, представляющих собой многоярусные, многопролетные рамы от действия единичных сил, приложенных в уровнях перекрытий;

в) вычисляем прогибы секций в продольном направлении от действия равномерно распределенной нагрузки с учетом совместной работы диафрагм;

г) определяем период основного тона колебаний;

д) распределяем расчетные нагрузки между диафрагмами продольного направления с учетом их совместной работы.

4. Рассчитываем элементы диафрагм из условия прочности:

а) определяем сечения диафрагм, рассчитываем горизонтальный шов и перемычки в поперечном направлении;

б) находим сечения элементов внутренней диафрагмы (столов), рассчитываем горизонтальный шов на нормальные усилия и сдвиг в продольном направлении;

в) рассчитываем вертикальные швы проверкой шпонок на скользывание;

г) рассчитываем наружные стены — простенки, подоконные и надоконные перемычки, а также горизонтальный шов наружных стеновых панелей;

д) рассчитываем перекрытия в своей плоскости.

Примеры расчета крупнопанельных зданий подробно изложены в работах [7, 95].

## 5. О расчете сооружений с учетом региональных графиков динаминости

Как уже отмечалось (гл. 3, п. 3), дальнейшее уточнение значений коэффициентов динаминости будет осуществляться по мере накопления записей землетрясений на грунте и на сооружениях применительно к отдельным регионам. Для примера можно проиллюстрировать один из районов Ташкента.

После Ташкентского (1966 г.) землетрясения сейсмичность большей части территории города была повышена. Основанием для этого послужили сложные тектонические условия в зоне пересечения Каржантаусского и Ташкентско-Алмалыкского разломов, расположенных под территорией города. Эта зона характеризуется малой глубиной очагов, что делает весьма вероятной возможность возникновения землетрясений с поверхностным эффектом. С учетом этих данных была поставлена карта сейсмического микрорайонирования, согласно которой большая часть территории города отнесена к девятибалльной зоне. Геология этой зоны представлена мощным слоем лессовых грунтов, которые по своим свойствам относятся к грунтам категории II, согласно классификации, принятой в табл. 13.

Сейсмическая обстановка Ташкента характеризуется возможностью девятибалльных землетрясений, вызываемых местными очагами, расположенными под городом, и восемьмибалльных землетрясений от дальних очагов, расположенных на расстоянии 100–250 км от города в районе Чаткальского хребта. В юго-западной части Ташкентской обл. (Калининский р-н) имеются местные очаги, вызывающие землетрясения интенсивностью 8 баллов.

Частотный состав местных и дальних землетрясений существенно различен, что потребовало особого подхода к определению сейсмических воздействий в зоне эпицентральных землетрясений. На основе анализа инструментальных записей землетрясения 1966 г. и его афтершоков установлено, что преобладающие периоды местных землетрясений в Ташкенте расположены в диапазоне 0,1–0,3 с. Назарбекское (Ташкентская обл.) землетрясение 1980 г. и его афтершоки, записанные на грунтах категории III, показали, что и в этом случае эпицентральные землетрясения относятся к разряду высокочастотных, преобладающими периодами, близкими к периодам, за-

фиксированным при эпицентральных землетрясениях в Ташкенте. По данным Ташкентского землетрясения 1946 г. и некоторых других, преобладающие периоды землетрясений в этой зоне, вызванные дальними очагами, составляли 0,3–0,6 с.

Таким образом, рекомендации по уточнению коэффициентов динаминости, рассматриваемые в п. 5, распространяются на часть девятибалльной зоны Ташкента и юго-западную зону Ташкентской обл.

Принятая в нормативных документах дифференциация  $\beta_i$  в зависимости от категории грунтов учитывает степень затухания колебаний сооружения, характеризуемую декрементом затухания. В настоящее время собран обширный материал по натурным испытаниям зданий и многочисленные записи на станциях инженерно-сейсмометрической службы Ташкента, что позволяет уточнить влияние затухания на возникающие в сооружениях сейсмические усилия.

Обработка накопленных материалов позволила рекомендовать [99] для указанных выше зон некоторые изменения значений  $\beta_i$  (рис. 20). Как видно, в области высоких частот его значения немного превышают нормативные, а в области низких частот ниже нормативного уровня.

Значения  $\beta_i$  могут определяться по формуле:

$$\text{для 9-балльной зоны Ташкента} \\ \beta_i = 3,5 (3,6e^{-(2,27t_i + 1,67^2)} + 0,2) e^{-\sqrt{\delta}(0,1+0,77_i^{-1/2})}; \quad (47)$$

для 8-балльной зоны Ташкентской обл.

$$\beta_i = 1,75 (4e^{-(2,97_i + t_i^2)} + 0,27) e^{-\sqrt{\delta}(0,1+0,77_i^{-1/2})}, \quad (48)$$

где  $T_i$  — период  $i$ -го тона собственных колебаний сооружения;  $\delta$  — декремент колебаний, характеризующий затухание в сооружении. В этом случае коэффициент  $K_\Phi$ , указанный в табл. 16, принимается 1.

Динамические коэффициенты принимаются:

- при  $T_i < 0,1$  с равными их значениями при  $T_i = 0,1$  с;
- при  $T_i > 1,25$  с для сооружений в Ташкенте равными их значениям при  $T_i = 1,25$  с;
- для сооружений в Ташкентской обл. при  $T_i > 1,5$  с равными их значениям при  $T_i = 1,5$  с.

Графики (рис. 20) и табл. 16 составлены для трех значений декремента колебаний  $\delta = 0,15$ ,  $\delta = 0,3$ ,  $\delta = 0,5$ . Для промежуточных значений  $\delta$  значения  $\beta_i$  определяют-

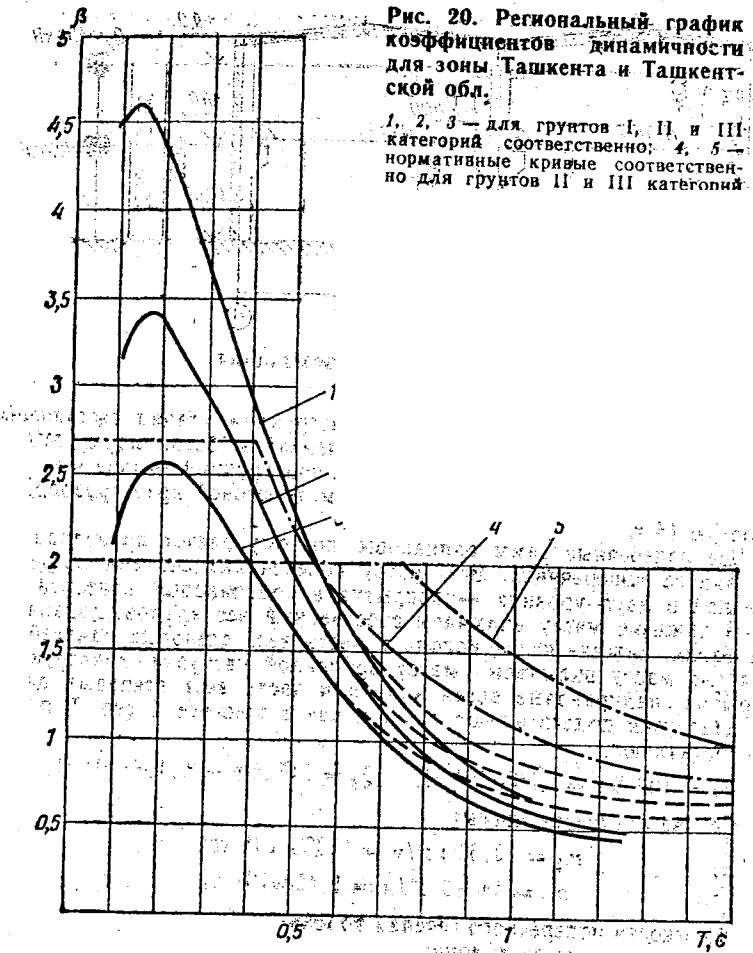


Рис. 20. Региональный график коэффициентов динамичности для зоны Ташкента и Ташкентской обл.

1, 2, 3 — для грунтов I, II и III категорий соответственно; 4, 5 — нормативные кривые соответственно для грунтов II и III категорий

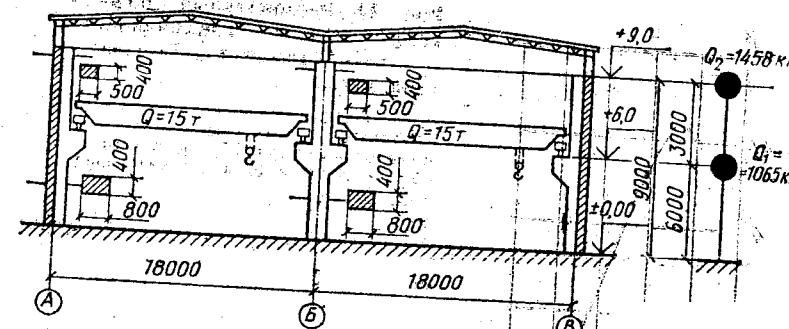


Рис. 21. Поперечный разрез промышленного здания

ческом районе Ташкента. Несущие конструкции здания выполнены из типовых сборных железобетонных элементов; бетон марки М300. Шаг поперечных рам 6 м. Ограждение конструкции — наливные керамзитобетонные панели толщиной 30 см. Мостовой кран грузоподъёмностью 15 т.

Все поперечные рамы одинаковы, поэтому расчет производится для одного поперечника. Всю массу поперечника считаем сосредоточенной в двух уровнях — покрытия и подкрановых консолях.

В нижнюю массу включаем собственный вес кранов, подкрановые балки, нижние части колонн и часть веса стенных панелей. В верхнюю массу включаем массу временной нагрузки, конструкции покрытия, надкрановые ветви колонн и часть веса стенных панелей. Нагрузки подсчитывают так же, как в примере 1 (гл. 3, п. 4), они составляют:

$$Q_1 = 106,5 \text{ т} = 1,065 \cdot 10^6 \text{ Н}; \quad Q_2 = 145,8 \text{ т} = 1,458 \cdot 10^6 \text{ Н}.$$

Соответствующие массы:

$$m_1 = 1,065 \text{ тс}^2/\text{м} = 1,065 \cdot 10^6 \text{ кг};$$

$$m_2 = 14,85 \text{ с}^2/\text{м} = 1,458 \cdot 10^6 \text{ кг}.$$

Жесткости поперечного сечения колонн:  
подкрановые ветви колонн:

$$EJ_1 = 3,15 \cdot 10^6 (0,4 \cdot 0,8^3 / 12) = 5,38 \cdot 10^4 \text{ т} \cdot \text{м}^2 = 5,38 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{м}^2;$$

надкрановые ветви колонн:

$$EJ_2 = 3,15 \cdot 10^6 (0,4 \cdot 0,6^3 / 12) = 2,27 \cdot 10^4 \text{ т} \cdot \text{м}^2 = 2,27 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{м}^2.$$

Рама может быть представлена в виде схемы с двумя степенями свободы (см. рис. 21).

Единичные перемещения рамы:

$$\delta_{11} = 6^3 / 3 \cdot 5,38 \cdot 10^4 = 4,48 \cdot 10^{-4} \text{ м/т} = 4,48 \cdot 10^{-8} \text{ м/Н};$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{11} [1 + 1,5 (h_1 / h_2)] = 4,48 \cdot 10^{-4} [1 + 1,5 (3/6)] = 7,84 \cdot 10^{-4} \text{ м/т} = 7,84 \cdot 10^{-8} \text{ м/Н};$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{\sum EJ_1} \left( \frac{\sum EJ_1}{\sum EJ_2} \frac{h_2^3}{3} \frac{h_1^3}{3} + h_1^2 h_2 + h_1 h_2^2 \right) =$$

ся по интерполяции. Цифры, указанные в скобках, относятся к коэффициентам динамичности для 8-балльной зоны Ташкентской обл.

Декремент колебаний находится на основе имеющихся данных натурных и лабораторных измерений аналогичных сооружений или по данным инженерно-сейсмометрической службы.

Определение сейсмических нагрузок по изложенной методике рассмотрим на примере.

Пример 1. Определить расчетную сейсмическую нагрузку на одноэтажное промышленное здание (рис. 21) в 9-балльном сейсм-

$$= \frac{1}{3 \cdot 5,38 \cdot 10^4} \left( \frac{3,538 \cdot 10^4}{3 \cdot 2,27 \cdot 10^4} + \frac{6^2}{3} + 6^2 \cdot 3 + 6 \cdot 3^2 \right) = 15,8 \cdot 10^{-4} \text{ м/т} = 15,8 \cdot 10^{-8} \text{ м/Н.}$$

Частоты собственных колебаний рамы:

$$A = m_1 \delta_{11} + m_2 \delta_{22} = (10,85 \cdot 4,48 + 14,85 \cdot 15,8) \cdot 10^{-4} =$$

$$= 2,831 \cdot 10^{-2} \text{ с}^{-2};$$

$$2B = 2m_1 m_2 (\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2) = 2 \cdot 10,85 \cdot 14,85 (4,48 \cdot 15,8 - 7,84^2) \cdot 10^{-8} = 0,3003 \cdot 10^{-4} \text{ с}^4;$$

$$\rho_{1,2}^2 = \sqrt{A^2 - 4B} =$$

$$= 2,831 \cdot 10^{-2} \pm \sqrt{2,831^2 \cdot 10^{-4} - 2 \cdot 0,3003 \cdot 10^{-4}}$$

$$= 0,3003 \cdot 10^{-4}$$

$$= \frac{(2,831 \pm 2,723) \cdot 10^{-2}}{0,3003 \cdot 10^{-4}} \text{ с}^{-2};$$

$$\rho_1^2 = 35,96 \text{ с}^{-2}; \quad \rho_1 = 6,01/\text{с};$$

$$\rho_2^2 = 1849,5 \text{ с}^{-2}; \quad \rho_2 = 43,01/\text{с}.$$

Соответствующие периоды колебаний:

$$T_1 = 2\pi/\rho_1 = 2 \cdot 3,14/6 = 1,047 \text{ с};$$

$$T_2 = 6,28/43,0 = 0,146 \text{ с}.$$

Формы собственных колебаний вычисляем, принимая ординату на уровне груза  $Q_1$ , равной единице:

первая форма колебаний

$$X_1 = 1,0; \quad X_2 = \frac{\delta_{21} m_1 \rho_1^2}{1 - \delta_{22} m_2 \rho_1^2} = \frac{7,84 \cdot 10^{-4} \cdot 10,85 \cdot 35,96}{1 + 15,8 \cdot 10^{-4} \cdot 14,85 \cdot 35,96} = 1,956;$$

вторая форма колебаний

$$X_1 = 1,0; \quad X_2 = \frac{\delta_{21} m_1 \rho_2^2}{1 - \delta_{22} m_2 \rho_2^2} =$$

$$= \frac{7,84 \cdot 10^{-4} \cdot 10,85 \cdot 1849,5}{1 - 15,8 \cdot 10^{-4} \cdot 14,85 \cdot 1849,5} = -0,371.$$

Коэффициенты первой формы колебаний:

$$\eta_{11} = \frac{1 \cdot 106,5 + 1,956 \cdot 145,8}{12 \cdot 106,5 + 1,956 \cdot 145,8} = 1,05896 = 0,59;$$

$$\eta_{12} = 1,956 \cdot 0,590 = 1,154.$$

Коэффициенты второй формы колебаний:

$$\eta_{21} = \frac{1 \cdot 106,5 - 0,371 \cdot 145,8}{12 \cdot 106,5 + 0,371 \cdot 145,8} = 1 \cdot 0,414 = 0,414;$$

$$\eta_{22} = -0,371 \cdot 0,414 = -0,154.$$

Проверяем:

$$\Sigma \eta_1 = 0,59 + 0,414 = 1,004 \approx 1,0;$$

$$\Sigma \eta_2 = 1,154 - 0,154 = 1,0.$$

Коэффициенты динамичности определяются по табл. 19.

Отношение наименьшего поперечного размера стоек к высоте  $9,04/22,5 > 15$ . Согласно примечанию к табл. 19, декремент колебаний  $\delta = 0,15$ . Коэффициенты динамичности принимаем по табл. 19.

ТАБЛИЦА 19. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ ДИНАМИЧНОСТИ  $\beta_t$

$T, \text{ с}$	$\beta_t$		
	$\delta = 0,15$	$\delta = 0,3$	$\delta = 0,5$
0,1	4,48	3,10	2,12
0,15	4,60	3,40	2,50
0,20	4,40	3,40	2,53
0,25	4,08	3,20	2,52
0,30	3,70	2,98	2,38
0,35	3,32	2,70	2,20
0,40	2,95	2,44	2,00
0,45	2,61	2,18	1,80
0,50	2,30	1,93	1,62
0,60	1,78	1,52	1,30
0,70	1,35 (1,44)	1,16 (1,24)	1,00 (1,07)
0,80	1,05 (1,19)	0,91 (1,03)	0,79 (0,89)
0,90	0,85 (1,01)	0,74 (0,89)	0,65 (0,78)
1,00	0,72 (0,9)	0,63 (0,79)	0,56 (0,7)
1,25	0,58 (0,77)	0,51 (0,69)	0,46 (0,61)
1,50	(0,74)	(0,67)	(0,60)
2,00	(0,74)	(0,67)	(0,60)

Примечания: 1. При отсутствии данных о декременте колебаний предлагается принимать:

для жестких сооружений с периодом основного тона колебаний  $T < 0,3 \text{ с}$   $\delta = 0,5$ ;

для высоких сооружений с небольшими размерами в плане (башни, мачты, дымовые трубы и тому подобные сооружения), а также для каркасных зданий, в которых стеновое заполнение не влияет существенно на деформативность сооружения, и при отношении высоты стоек к наименьшему поперечному размеру в направлении действия расчетной сейсмической нагрузки более 15  $\delta = 0,15$ ;

для всех остальных сооружений  $\delta = 0,3$ .

2. При учете высших форм колебаний декременты для всех форм следует принимать равными декременту первого тона.

Для первой формы колебаний:  $T_1 = 1,00$  с,  $\beta_1 = 0,72$ ;  $T_2 = 1,25$  с,  $\beta_2 = 0,58$ . Для  $T_3 = 1,047$  по интерполяции, находим  $\beta_3 = 0,72 - (0,047/0,25)0,14 = 0,69$ .

Для второй формы колебаний:  $T_2 = 0,146 \approx 0,15$  с,  $\beta_2 = 4,315$ .

Сейсмические нагрузки:

для первой формы колебаний:

$$S_{11} = 0,25 \cdot 1 \cdot 106,5 \cdot 0,4 \cdot 0,69 \cdot 0,59 = 4,33 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{12} = 0,25 \cdot 1 \cdot 145,8 \cdot 0,4 \cdot 0,69 \cdot 1,154 = 11,6 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

для второй формы колебаний:

$$S_{21} = 0,25 \cdot 1 \cdot 106,5 \cdot 0,4 \cdot 4,315 \cdot 0,414 = 19 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{22} = -0,25 \cdot 1 \cdot 145,8 \cdot 0,4 \cdot 4,315 \cdot 0,154 = -9,67 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

Сейсмические силы распределяются между колоннами пропорционально их жесткости. Так как колонны имеют одинаковое сечение и одинаковую высоту, то на каждую колонну приходится  $\frac{1}{3}$  общей сейсмической нагрузки. Эпюры изгибающих моментов, а также расчетная эпюра моментов вычисляются по формуле

$$M_p = \sqrt{\sum_i^n M_i^2}$$

Для сравнения проведем аналогичные вычисления по действующим нормам. По формуле (37) динамический коэффициент

$$\beta_1 = 1,1/1,947 = 1,05;$$

$$\beta_2 = 1,1/0,15 = 7,53 > 2,7; \text{ принимаем } \beta_2 = 2,7.$$

Коэффициент  $K_\Phi$  определяем по табл. 16. При отношении наименьшего поперечного размера стоек к высоте 25  $K_\Phi \approx 1,5$ , при отношении 15  $K_\Phi = 1$ . Для отношения 22,5  $K_\Phi$  находится по интерполяции

$$K_\Phi = 1,5 - 2,5/10 = 1,375.$$

Сейсмические силы, соответствующие первой форме колебаний:

$$S_{11} = 0,25 \cdot 1 \cdot 106,5 \cdot 0,4 \cdot 1,375 \cdot 0,59 = 9,1 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{12} = 0,25 \cdot 1 \cdot 145,8 \cdot 0,4 \cdot 1,375 \cdot 1,154 = 24,3 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

Вторая форма колебаний:

$$S_{21} = 0,25 \cdot 1 \cdot 106,5 \cdot 0,4 \cdot 2,7 \cdot 1,375 \cdot 0,414 = 16,4 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{22} = -0,25 \cdot 1 \cdot 145,8 \cdot 0,4 \cdot 2,7 \cdot 1,375 \cdot 0,154 = -8,33 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

Уменьшение расчетных моментов при использовании регионального графика составляет 62 % по нижнему сечению и 55 % по сечению в уровне подкровановой балки.

Таким образом, при наличии достаточной информации, характеризующей сейсмические условия региона, значения сейсмических сил могут быть уточнены, обеспечив тем самым выбор надежного и экономичного решения.

**Пример. 2.** Определить расчетную сейсмическую нагрузку на трехэтажное каркасное здание, проектируемое в 9-балльной сейсмической зоне Ташкента.

Каркас здания из монолитного железобетона марки М200, отражающие конструкции из навесных керамзитобетонных панелей. Внутренних стен в здании нет. Грунты II категории.

Рассчитаем здание в поперечном направлении. Поскольку все поперечные рамы одинаковы, можно рассчитывать не все здание, а отдельную раму (рис. 22), нагрузка на которую собирается с полосы, равной шагу рам в продольном направлении. Сечение колонн первого этажа принято  $40 \times 60$  см, второго и третьего —  $40 \times 40$  см, сечение ригелей на всех этажах —  $40 \times 50$  см, ширина колонн —  $40$  см.

Расчетная схема представляет собой систему с тремя степенями свободы. Нагрузки, сосредоточенные в уровнях перекрытий:

$$Q_1 = 123 \text{ т} = 1,23 \cdot 10^6 \text{ Н}; \quad Q_2 = 123 \text{ т} = 1,23 \cdot 10^6 \text{ Н};$$

$$Q_3 = 63 \text{ т} = 0,63 \cdot 10^6 \text{ Н}.$$

Соответствующие им массы:

$$m_1 = Q_1/g = 123/9,81 = 12,55 \text{ т} \cdot \text{с}^2/\text{м} = 1,255 \cdot 10^5 \text{ кг};$$

$$m_2 = 12,55 \text{ т} \cdot \text{с}^2/\text{м} = 1,255 \cdot 10^5 \text{ кг};$$

$$m_3 = 6,43 \text{ т} \cdot \text{с}^2/\text{м} = 0,643 \cdot 10^5 \text{ кг}.$$

Для определения частот и форм свободных колебаний необходимо составить и решить систему уравнений. Динамические перемещения, входящие в эти уравнения, можно вычислить, пользуясь обычными приемами строительной механики или упрощенным способом, который дает достаточную точность для практических расчетов. Воспользуемся упрощенным способом и вычислим суммарные поточные жесткости стоек и ригелей, рамы в уровне каждого этажа.

$$\text{Первый этаж}$$

$$f_1 = \frac{EJ_{1k}}{h_1} = \frac{4 \cdot 2,65 \cdot 10^6 (0,4 \cdot 0,63/12)}{6} = 1,28 \cdot 10^4 \text{ т} \cdot \text{м} = 1,28 \cdot 10^6 \text{ кНм} = 1,28 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

$$f_2 = f_3 = \frac{3 EJ_{1p}}{4 h_1} = \frac{3 \cdot 2,65 \cdot 10^6 (0,4 \cdot 0,53/12)}{6} = 0,56 \cdot 10^4 \text{ т} \cdot \text{м} = 0,56 \cdot 10^6 \text{ кНм} = 0,56 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

$$f_2 = f_3 = f_1 = 0,55 \cdot 10^4 \text{ т} \cdot \text{м} = 0,55 \cdot 10^6 \text{ кНм} = 0,55 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

$$\text{Вычислим } F_k, R_k, h^2/4R_k,$$

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



Рис. 22. Расчетная схема трехэтажного здания

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

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

$$\Sigma F_h = 17,01 \cdot 10^{-3};$$

$$R_1 = \frac{h_1^2}{4r_1 + 0,33f_1} = \frac{1,64 \cdot 10^{-3}}{4 \cdot 0,55 \cdot 10^4 + 0,33 \cdot 1,28 \cdot 10^4} = 1,375 \cdot 10^{-3};$$

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

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

$$\Sigma R_h = 11,925 \cdot 10^{-3};$$

$$\frac{h_1^2}{4r_1} = \frac{6^2}{4 \cdot 0,55 \cdot 10^4} = 1,64 \cdot 10^{-3}; \frac{h_2^2}{4r_2} = \frac{4^2}{4 \cdot 0,55 \cdot 10^4} = 0,73 \cdot 10^{-3};$$

$$\frac{h_3^2}{4r_3} = \frac{h_2^2}{4r_2} = 0,73 \cdot 10^{-3}; \sum_{k=2}^n \frac{h_k^2}{4r_k} = 1,46 \cdot 10^{-3}.$$

Найдем единичные перемещения:

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

$$= 3,48 \cdot 10^{-4} \text{ м/т} = 3,48 \cdot 10^{-8} \text{ м/Н};$$

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

$$= 8,54 \cdot 10^{-4} \text{ м/т} = 8,54 \cdot 10^{-8} \text{ м/Н};$$

$$\delta_{33} = \frac{1}{12} \left( F_3 + R_3 + \frac{h_3^2}{4r_3} \right) = \frac{(8,53 + 6,73 + 0,73) 10^{-3}}{12} =$$

$$= 13,35 \cdot 10^{-4} \text{ м/т} = 13,35 \cdot 10^{-8} \text{ м/Н};$$

$$\sum \delta_{kk} = 25,37 \cdot 10^{-4}.$$

Проверяем правильность расчета:

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

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

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \delta_{21} = \delta_{31} = \delta_{11} + \frac{h_1 h_2}{48r_1 + 4f_1} = 3,48 \cdot 10^{-4} +$$

$$+ \frac{6 \cdot 4}{48 \cdot 0,55 \cdot 10^4 + 4 \cdot 1,28 \cdot 10^4} = 4,24 \cdot 10^{-8} \text{ м/Н};$$

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

Найдем коэффициенты частотного уравнения

$$\frac{1}{P_i^6} + A \frac{1}{P_i^4} + B \frac{1}{P_i^2} + D = 0;$$

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

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

$$D = m_1 m_2 m_3 (\delta_{11} \delta_{23}^2 + \delta_{22} \delta_{13}^2 + \delta_{33} \delta_{12}^2 - \delta_{11} \delta_{22} \delta_{33} - 2\delta_{12} \delta_{23} \delta_{13}) = 12,55 \cdot 12,55 \cdot 6,43 (3,48 \cdot 9,147^2 + 8,54 \cdot 4,24^2) + 13,35 \times 4,24^2 \cdot 3,48 \cdot 8,54 \cdot 13,35 - 2 \cdot 4,24 \cdot 4,24 \cdot 9,147) \cdot 10^{-12} = -0,000414 \cdot 10^{-4}.$$

При вычисленных значениях коэффициентов частотное уравнение будет иметь вид

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

Умножая все члены на  $10^8$  и вводя новую переменную  $z = 10^8/P_i^2$ , имеем

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

Первый корень этого уравнения находим путем подбора. Задаемся значением  $z_1 = 25$ , что примерно соответствует частоте  $P_1 = 6,28$  Гц ( $T = 1$  с), лежащей в диапазоне частот первой формы собственных колебаний каркасных зданий. Последующими подстановками уточняем значение первого корня уравнения. Окончательное значение  $z_1 = 20,55$ . Два других корня находим, пользуясь известным свойством корней кубического уравнения

$$z_2 = 41,4/z_1, z_2 + z_3 = 23,669 - z_1,$$

откуда  $z_2 = 2,204; z_3 = 0,914$ .

Найдем частоты и периоды собственных колебаний рамы:

$$P_1 = \sqrt[3]{10^8/z_1} = \sqrt[3]{10^8/20,55} = 6,98 \text{ Гц}, T_1 = 2\pi/P_1 =$$

$$4,38 \text{ с}, \omega_1 = 6,28/6,98 = 0,9 \text{ с}^{-1}$$

$$p_2 = \sqrt{10^3/2,204} = 21,3^{\text{г}}/\text{с}; \quad T_2 = 6,28/21,3 = 0,295 \text{ с};$$

$$p_3 = \sqrt{10^3/0,914} = 33,1^{\text{г}}/\text{с}; \quad T_3 = 6,28/33,1 = 0,19 \text{ с}.$$

Формы свободных колебаний определяем из совместного решения уравнений:

$$(\delta_{11} m_1 p_i^2 - 1) + \delta_{12} m_2 p_i^2 \frac{X_{i2}}{X_{i1}} + \delta_{13} m_3 p_i^2 \frac{X_{i3}}{X_{i1}} = 0;$$

$$\delta_{21} m_1 p_i^2 + (\delta_{22} m_2 p_i^2 - 1) \frac{X_{i2}}{X_{i1}} + \delta_{23} m_3 p_i^2 \frac{X_{i3}}{X_{i1}} = 0;$$

$$\delta_{31} m_1 p_i^2 + \delta_{32} m_2 p_i^2 \frac{X_{i2}}{X_{i1}} + (\delta_{33} m_3 p_i^2 - 1) \frac{X_{i3}}{X_{i1}} = 0.$$

В этих уравнениях имеются два неизвестных, но так как нас интересуют не сами значения  $X_i$ , а их отношения, то, приняв  $X_1=1$  и подставляя соответствующие значения единичных перемещений, масс и частот, для первого тона получим следующую систему уравнений:

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

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

$$-0,787 + 0,259 X_2 + 1,32 X_3 = 0; \\ 0,259 - 0,478 X_2 + 0,285 X_3 = 0.$$

Решая полученные уравнения, найдем:  
для первого тона

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

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

для второго тона

$$0,981 + 2,43 X_2 + 1,225 X_3 = 0; \quad X_{22} = 0,222;$$

$$2,43 + 3,87 X_2 + 2,65 X_3 = 0; \quad X_{23} = -1,241;$$

для третьего тона

$$3,782 + 5,866 X_2 + 2,957 X_3 = 0; \quad X_{32} = -1,197;$$

$$5,866 + 10,756 X_2 + 6,397 X_3 = 0; \quad X_{33} = 1,096.$$

Проверка осуществляется подстановкой полученных значений исходные уравнения.

Коэффициенты  $\eta$  первой формы колебаний:

$$\eta_1 = 1 \frac{123 \cdot 1 + 123 \cdot 1,88 + 63 \cdot 2,26}{123 \cdot 1^2 + 123 \cdot 1,88^2 + 63 \cdot 2,26^2} = 0,565;$$

$$\eta_2 = 1,98 \cdot 0,565 = 1,069;$$

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

Коэффициенты  $\eta$  второй формы колебаний:

$$\eta_1 = 1 \frac{123 \cdot 1 + 123 \cdot 0,222 - 63 \cdot 1,241}{123 \cdot 1^2 + 123 \cdot 0,222^2 + 63 (-1,241)^2} = 0,319; \\ \eta_2 = 0,222 \cdot 0,319 = 0,071;$$

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

Коэффициенты  $\eta$  третьей формы колебаний:

$$\eta_1 = 1 \frac{123 \cdot 1 - 123 \cdot 1,197 + 63 \cdot 1,096}{123 \cdot 1^2 + 123 \cdot 1,197^2 + 63 \cdot 1,096^2} = 0,119; \\ \eta_2 = -1,197 \cdot 0,119 = -0,142;$$

$$\eta_3 = 1,096 \cdot 0,119 = 0,13.$$

Проверка расчета:

$$\sum \eta_{1i} = \sum \eta_{2i} = \sum \eta_{3i} = 1;$$

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

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

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

Коэффициенты динамичности определяем по табл. 19 при  $\delta=0,3$ . Первая форма  $\beta_1=0,74$ , вторая форма  $\beta_2=2,98$ ; третья форма по интерполяции  $\beta_3=3,4$ .

Принимая  $K_1=0,25$  по табл. 14,  $K_2=1$  по табл. 15,  $A=0,4$  и  $K_w=1$  согласно табл. 16 при  $h/b=600/40=15$ , определяем:

$$S_{11} = 0,25 \cdot 1 \cdot 123 \cdot 0,4 \cdot 0,74 \cdot 1 \cdot 0,565 = 5,22 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{12} = 0,25 \cdot 1 \cdot 123 \cdot 0,4 \cdot 0,74 \cdot 1 \cdot 0,69 = 9,88 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{13} = 0,25 \cdot 63 \cdot 0,4 \cdot 0,74 \cdot 1 \cdot 1,269 = 6 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{21} = 0,25 \cdot 1 \cdot 123 \cdot 0,4 \cdot 2,98 \cdot 1 \cdot 0,319 = 11,64 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{22} = 0,25 \cdot 1 \cdot 123 \cdot 0,4 \cdot 2,98 \cdot 0,071 = 2,59 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{23} = -0,25 \cdot 1,67 \cdot 0,4 \cdot 2,98 \cdot 1 \cdot 0,396 = -7,42 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{31} = 0,25 \cdot 1 \cdot 123 \cdot 0,4 \cdot 3,4 \cdot 1 \cdot 0,119 = 4,8 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{32} = -0,25 \cdot 1 \cdot 123 \cdot 0,4 \cdot 3,4 \cdot 1 \cdot 0,142 = -5,76 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{33} = 0,25 \cdot 1 \cdot 63 \cdot 0,4 \cdot 3,4 \cdot 1 \cdot 1,096 = 2,7 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

Значения перерезывающей силы на уровне первого этажа:

по первой форме колебаний

$$S_{11} = 5,22 + 9,86 + 6 = 21,08 \cdot 10^4 \text{ Н},$$

по второй форме колебаний

$$S_{21} = 11,64 + 2,59 + 7,42 = 6,81 \cdot 10^4 \text{ Н},$$

по третьей форме колебаний

$$S_{31} = 4,83 - 5,76 + 2,7 = 1,77 \cdot 10^4 \text{ Н},$$

второго этажа:

по первой форме колебаний

$$S_{12} = 6 + 9,86 = 15,86 \cdot 10^4 \text{ Н},$$

по второй форме колебаний

$$S_{22} = 2,59 - 7,42 = 4,83 \cdot 10^4 \text{ Н},$$

по третьей форме колебаний

$$S_{32} = -5,76 + 2,7 = 3,96 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

Расчетное значение перерезывающей силы:  
в уровне первого этажа

$$S_{1p} = \sqrt{21,08^2 + 6,81^2 + 1,77^2} = 22,2 \cdot 10^4 \text{ Н},$$

в уровне второго этажа

$$S_{2p} = \sqrt{15,86^2 + 4,83^2 + 3,06^2} = 16,86 \cdot 10^4 \text{ Н},$$

в уровне третьего этажа

$$S_{3p} = \sqrt{7,42^2 + 6^2 + 2,7^2} = 9,9 \text{ т} = 9,9 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

Для сравнения определим значения коэффициентов динамики по действующим нормам.

Первая форма колебаний:

$$T_1 = 0,9 \text{ с}, \beta_1 = 1,1/0,9 = 1,22;$$

$$S_{11} = 0,25 \cdot 1 \cdot 123 \cdot 0,4 \cdot 1,22 \cdot 1 \cdot 0,565 = 8,49 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{12} = 0,25 \cdot 1 \cdot 123 \cdot 0,4 \cdot 1,22 \cdot 1 \cdot 0,069 = 16,04 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{13} = 0,25 \cdot 1 \cdot 63 \cdot 0,4 \cdot 1,22 \cdot 1 \cdot 1,269 = 9,75 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

Вторая форма колебаний:

$$\beta_2 = 2,7;$$

$$S_{21} = 0,25 \cdot 1 \cdot 123 \cdot 0,4 \cdot 2,7 \cdot 1 \cdot 0,39 = 10,6 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{22} = 0,25 \cdot 1 \cdot 123 \cdot 0,4 \cdot 2,7 \cdot 1 \cdot 0,071 = 2,36 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{23} = -0,25 \cdot 1 \cdot 63 \cdot 0,4 \cdot 2,7 \cdot 1 \cdot 0,396 = -6,74 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

Третья форма колебаний:

$$\beta_3 = 2,7;$$

$$S_{31} = 0,25 \cdot 1 \cdot 123 \cdot 0,4 \cdot 2,7 \cdot 1 \cdot 0,119 = 3,95 \text{ т} = 3,95 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{32} = -0,25 \cdot 1 \cdot 123 \cdot 0,4 \cdot 2,7 \cdot 1 \cdot 0,142 = -4,72 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{33} = 0,25 \cdot 1 \cdot 63 \cdot 0,4 \cdot 2,7 \cdot 1 \cdot 0,13 = 2,2 \cdot 10^4 \text{ Н},$$

Перерезывающие силы:

по первому этажу

по второму этажу

$$S_{11} = 34,3 \cdot 10^4 \text{ Н}; S_{12} = 25,8 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{21} = 6,22 \cdot 10^4 \text{ Н}; S_{22} = -4,38 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$S_{31} = 1,43 \cdot 10^4 \text{ Н}; S_{32} = -2,52 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

Расчетные значения:

по первому этажу

$$S_{1p} = \sqrt{34,3^2 + 6,22^2 + 1,43^2} = 34,9 \cdot 10^4 \text{ Н},$$

по второму этажу

$$S_{2p} = \sqrt{25,8^2 + 4,38^2 + 2,52^2} = 26,3 \cdot 10^4 \text{ Н},$$

по третьему этажу

$$S_{3p} = \sqrt{9,75^2 + 6,74^2 + 2,2^2} = 12,06 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

Таким образом, снижение перерезывающей силы при применении региональных динамических коэффициентов составляет по первому этажу 36 %, по второму — 36 % по третьему — 18 %.

Для зданий жесткой конструктивной схемы использование коэффициентов динамичности для региона Ташкента приводят к небольшому уточнению сейсмической нагрузки в сторону ее увеличения.

## 6. Некоторые вопросы расчета фундаментов на сейсмические воздействия

При обследовании последствий землетрясений 1964 г. в Ниггате (Япония), 1976 г. в Бухаре (СССР) и ряда других отмечалась неодинаковая степень повреждения однотипных зданий на фундаментах различного типа. Так в Ниггате отношение поврежденных зданий к общему числу на фундаментах мелкого заложения примерно в 1,5 раза превышало аналогичную величину для зданий на свайных фундаментах. Как показали наблюдения, в Бухаре [58] наибольшие повреждения претерпели здания на столбчатых фундаментах мелкого заложения и наименее — на сплошной железобетонной плате. Здания на свайных фундаментах в одной и той же грунтовой зоне в результате этого землетрясения не удалось дать однозначную оценку, так как наблюдается слишком большой разброс данных о степени повреждения крупнопанельных зданий на таких фундаментах. Эти примеры достаточно наглядно показывают важную роль фундаментов в обеспечении сейсмостойкости зданий, хотя сами фундаменты при землетрясении, как правило, повреждений не получают. Учитывая это, нормами строительства в сейсмических районах [127] и другими нормативными документами [81, 102, 104—107, 109, 118, 131] регламентируется область их применения и основные требования к ним. Основные требования к фундаментам зданий, возводимых в сейсмических районах, и рекомендуемые области их применения приведены в табл. 20.

Гидроизоляционные горизонтальные слои в зданиях следует выполнять из цементного раствора с тем, чтобы исключить скольжение во время землетрясения, которое может возникнуть при гидроизоляции в виде слоев рубероида, мастика и т. п.

Основания и фундаменты промышленных и граждан-

ТАБЛИЦА 20. ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ОСНОВНЫХ ТИПОВ ФУНДАМЕНТОВ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

Тип фундамента	Область применения	Глубина заложения, м	Дополнительные требования
Ленточные из монолитного бетона	Каменные, здания, крупноблочные, крупнопанельные (при грунтах I, II категорий), самонесущие стены каркасных зданий при грунтах III категории	Как для несеймических районов, но не менее 1 м	Все фундаменты на одном уровне, при разных уровнях переход от одной части к другой осуществляется уступами высотой до 60 см и крутизной не более 1:2
Ленточные из сборных блоков и панелей	То же	То же	Перевязка не менее $1/3$ высоты блока, по фундаментным плитам (поддикам) укладывать монолитные или сборномонолитные балки (юбки) армированные стержнями в количестве 3, 4 и $6\varnothing 10$ мм сортавгетивно расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов
В виде перекрестных лент	Монолитные здания, каркасные здания высотой 5—16 этажей	Не менее $1/10 - 1/12$ высоты здания	
Стаканного типа из сборного и монолитного железобетона	Под колонны каркасных зданий прямогоугольного сечения и двухветвевые	В случае сборного железобетона по табл. 21 плос не менее 200 мм	Соединяются распорками для повышения сопротивляемости сдвигу. В случае монолитного железобетонастыковка осуществляется выпуском арматуры из колонны и из фундамента длиной в зависимости от марки бетона и стали, но не менее 30 диаметров арматуры
Свайные: железобетонные забивные, призматические с предварительно напряженной и ненапряженной продольной арматурой с поперечным армированием; полые (круглые) и сваи-оболочки; забивные пирамидальные с углом наклона боковых граней от 4 до $14^{\circ}$	Различные здания на нескальных грунтах, включая каркасные высотой более 16 этажей	Как правило не менее 4 м	При низком ростерке между ним и сваей осуществляется жесткая связь сваркой и замоноличиванием. Выпускающаяся в ростерк не менее чем на 30 см, стыковку сборных ростерков осуществлять в пределах голов пирамидальных свай, а сборномонолитных в пролете
Сваи-колонны	Одноэтажные производственные здания		Отклонения в плане не должны превышать 3 см
В виде сплошной фундаментной плиты	Любые здания и сооружения высотой более пяти этажей		

ских зданий и сооружений рассчитываются на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий по несущей способности. В этом случае всегда имеет место внецентрное нагружение фундаментов.

Остановимся на особенностях расчета наиболее распространенных типов фундаментов: на естественном основании, забивных и набивных сваях, на свайных с промежуточной подушкой.

Расчет несущей способности естественных оснований производится [35] из условия

$$N < m_c \Phi_c / K_n,$$

где  $N$  — вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки на основание от собственного веса, внешних нагрузок и действия объемных сил инерции грунта при особом сочетании;  $m_c$  — сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 23;  $\Phi_c$  — несущая способность основания;  $K_n$  — коэффициент надежности, принимается 1,5; соответствует потере устойчивости грунта при сейсмических колебаниях.

При горизонтальном направлении сейсмических сил ординаты и эпюры предельного давления под краями подошвы фундамента (рис. 24) определяются по формулам:

$$P_0 = n_q F_1 \gamma_l h + n_c (F_1 - 1) \frac{C_1}{\operatorname{tg} \varphi_i};$$

$$P_b = P_0 + n_y \gamma_l b [F_2 - K_0 F_3],$$

где  $n_q$ ,  $n_c$ ,  $n_y$  — коэффициент влияния соотношения сторон подошвы прямоугольного фундамента (по табл. 22);  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  — коэффициенты, определяемые по графикам рис. 24;  $\gamma_l$ ,  $\gamma_i$  — расчетные значения объемного веса слоев грунта, находящегося выше и ниже подошвы фундамента;  $h$  — глубина фундамента;  $b$  — ширина подошвы фундамента;  $C_1$  — расчетное значение удельного сцепления грунта;  $k_0$  — коэффициент, значение которого принимается 0,05 при расчетной сейсмичности 7 баллов; 0,1 — при 8 баллах; 0,2 — при 9 баллах;  $l$  — длина фундамента в направлении, перпендикулярном расчетному.

При сейсмических воздействиях чаще всего имеют место значительные знакопеременные эксцентрикитеты расчетных нагрузок, превышающие значение эксцентрикитета эпюры предельного давления

$$\frac{M}{N} > \frac{b}{6} \frac{P_b - P_0}{P_b + P_0},$$

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

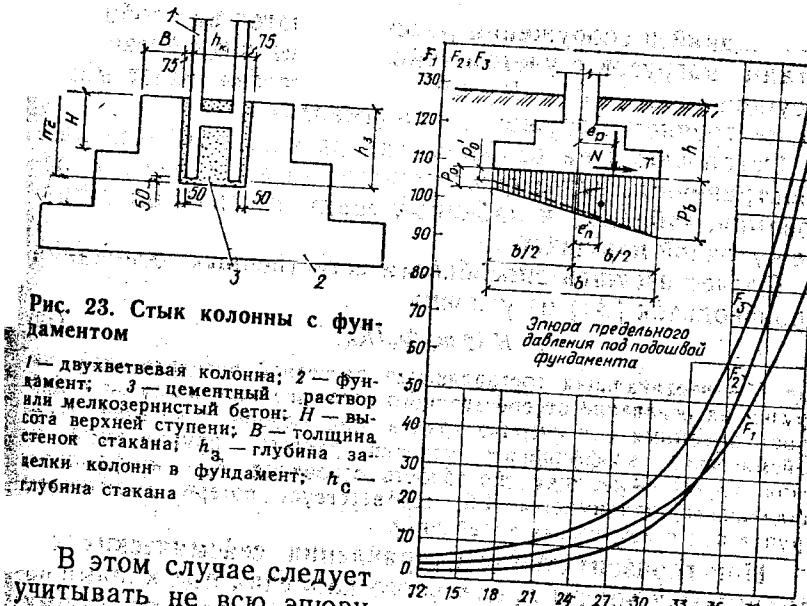


Рис. 23. Стык колонны с фундаментом

1 — двухчимеевая колонна; 2 — фундамент; 3 — цементный раствор или мелкозернистый бетон;  $H$  — высота верхней ступени;  $B$  — толщина стенок стакана;  $h_3$  — глубина заделки колонн в фундамент;  $h$  — глубина стакана

Рис. 24. Графики для определения коэффициентов  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$

В этом случае следует учитывать не всю эпюру предельного давления, а лишь усеченную ее часть, проведенную (пунктиром) на рис. 24. Максимальная эпюра соответствует общему случаю, а минимальная  $P_0$  меньше, чем  $P_b$ , и определяется по формуле

ТАБЛИЦА 21. ГЛУБИНА ЗАДЕЛКИ КОЛОНН В ФУНДАМЕНТ

Отношение толщины стенки стакана к высоте верхнего уступа фундамента $B/H$ или при $h_c < H$ к глубине стакана $B/h_c$ (рис. 23)	Глубина заделки колонн прямоугольного сечения при эксцентрикитете продольной силы	
	$e_0 < 2h_R$	$e_0 > 2h_R$
$> 0,5$	$h_R$	$h_R$
$< 0,5$	$h_R$	$h_R + \frac{1}{3}(h_R - 2B) \times \left( \frac{e_0}{h_R} - 2 \right)$ , причем $h_R < h_3 < 1,4 h_R$

$h_R \geq 2,1 \text{ м}$	$h_R$
	$h_R + \frac{1}{3}(h_R - 2B) \times \left( \frac{e_0}{h_R} - 2 \right)$ , причем $h_R < h_3 < 1,4 h_R$

Глубина заделки двухчимеевых колонн

$$h_3 \geq 0,5 + 0,33 h_R$$

$$h_R \geq 1,2 \text{ м}$$

ТАБЛИЦА 22. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ ВЛИЯНИЯ СТОРОН ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА

Соотношения сторон подошвы фундамента	$m_q$	$m_c$	$m_v$
$1 \geq b/l \geq 0,2$	$1 + 1,5 b/l$	$1 + 0,3 b/l$	$1 - 0,25 b/l$
$b/l < 0,2$	$1 + 1,5 b/l$	$1 + 0,3 b/l$	$1 - 0,25 b/l$
$b/l > 1$	$2,5 + 1,3 b/l$	$1,3$	$0,75$

$$p_0 = \frac{1 - 6(e_p/b)}{1 + 6(e_p/b)} p_b,$$

тогда несущая способность основания находится по формуле

$$\Phi_c = \frac{1}{2} bl(p_0 + p_b) = \frac{blP_b}{1 + 6(e_p/b)},$$

допускается неполное опирание подошвы фундамента на грунт (частичный отрыв) при условии, что

$$e_p \leq \frac{b}{3}; \quad b_c = 3\left(\frac{b}{2} - e_p\right); \quad \sigma_{max} = \frac{2N}{3l\left(\frac{b}{2} - e_p\right)} \leq p_b,$$

где  $b_c$  — ширина сжатой зоны под подошвой фундамента;  $p_b$  — определяется по формуле (51) для фундамента с условной шириной  $b_c$ .

В этом случае

$$\Phi_c = (1/2) b_l p_b.$$

Расчет свайных фундаментов зданий и сооружений с учетом сейсмических воздействий предусматривает [102, 118, 107]:

— определение несущей способности свай на вертикальную нагрузку;

— проверку сечений свай на совместное действие нормальной силы, изгибающего момента и перерезывающей силы;

— проверку устойчивости свай.

Проверка сечений свай и устойчивости осуществляется в соответствии с [12].

Несущая способность  $\Phi_c^p$  забивной призматической набивной свай определяется по формуле

$$\Phi_c^p = m(m_e m_R R F + u \sum_{h_p} m_{ci} m_f f_i l_i),$$

где  $m$  — коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый  $m=1$ ;  $R$  — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи (по СНиП II-17-77);  $F$  — площадь поперечного сечения сваи;  $u$  — периметр поперечного сечения сваи,  $f_i$  — расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, начиная с глубины  $h_p$  (по СНиП II-17-77);  $l_i$  — толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью  $m_c$ ,  $m_{ci}$  — коэффициенты условий работы, учитывающие влияние сейсмических колебаний на напряженное состояние грунта под нижним концом и на боковой поверхности сваи в  $i$ -м слое грунта; принимаются по табл. 23;  $h_p$  — глубина, до которой не учитывается сопротивление грунта на боковой поверхности сваи;  $l$  — длина сваи в грунте;  $m_b$ ,  $m_f$  — коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи (по СНиП II-17-77).

ТАБЛИЦА 23. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ  $m_c$  И  $m_{ci}$  ДЛЯ ЗАБИВНЫХ (НАД ЧЕРТОЙ) И НАБИВНЫХ (ПОД ЧЕРТОЙ) СВАЙ

Расчетная сейсмичность, балл	$m_c$ для грунта		$m_{ci}$ для грунта	
	песчаного средней плотности и плотного	глинистой консистенции	глинистой консистенции	
			твердой	полутвердой и тугопластичной
7	0,95	1	0,95	0,95
	—	1	0,9	—
8	0,85	0,95	0,9	0,85
	—	0,95	0,8	—
9	0,75	0,85	0,75	0,85
	—	0,8	0,65	—
			мягкопластичной	текучепластичной

Для грунтовых условий, отличающихся от приведенных в табл. 23, или свай других видов испытания их и определение соответствующих коэффициентов проводится по специальной методике [108].

Глубина, до которой не учитывается сопротивление грунта на боковой поверхности, определяется:

— для забивной сваи

$$h_p = \frac{4}{a_d} = \sqrt[5]{\frac{Kb_c}{E_b J}}, \quad (57)$$

где  $a_d$  — коэффициент деформации;  $K$  — коэффициент пропорци-

нальности (по табл. 1 приложения СНиП II-17-77);  $E_b J$  — жесткость поперечного сечения сваи для набивной сваи

$$h_p = \frac{0,2\xi_1}{\alpha_d} \left[ \frac{2,5\alpha_d \xi_2 H^* \cos \varphi_i}{b_c \left( \frac{\xi_3}{\alpha} \gamma_i \operatorname{tg} \varphi_i + C_i \right)} - 1 \right],$$

где  $H^* = H + \xi_4 \alpha_d M$ ;  $H, M$  — расчетные значения соответственно горизонтальной силы и изгибающего момента в уровне поверхности грунта;  $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \xi_4$  — безразмерные коэффициенты по табл. 24;  $\varphi_i, C_i$  — значения по СНиП II-17-77, но  $\varphi_i$  понижается на 2, 4 и 7° соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов;  $b_c$  — условная ширина поперечного сечения сваи, принимается равной для свай с диаметром ствола от 0,8 и более, принимается  $b_c = d + 1$  м; для остальных размеров сечений свай  $b_c = 1,5d + 0,5$  м;  $d$  — наружный диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи;  $\alpha$  — коэффициент пропорциональности, принимаемый по табл. 6 [118].

ТАБЛИЦА 24. ЗНАЧЕНИЯ БЕЗРАЗМЕРНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ  $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \xi_4$

Приведенная глубина погружения свай $\bar{l} = \alpha_d l$	Свая, свободно стоящая или защемленная в высокий ростверк				Свая, защемленная в низкий ростверк, исключающий возможность поворота головы свай			
	$\xi_1$	$\xi_2$	$\xi_3$	$\xi_4$	$\xi_1$	$\xi_2$	$\xi_3$	$\xi_4$
2	1,5	1,66	0,8	0,6	—	—	—	—
3	2,1	1,2	0,8	0,46	2,5	0,72	1,2	—
4	2,5	0,98	0,8	0,45	3,1	0,65	1,2	—

Для наиболее распространенной конструкции свайного фундамента в сейсмических районах, когда сваи с приведенной глубиной погружения  $\bar{l} = \alpha_d l \geq 2$  защемлены в низкий ростверк, исключающий возможность поворота головы свай, максимальные усилия возникают в уровне подошвы находящегося на грунте ростверка, а давление на грунт на глубине  $z = 1,2/\alpha_d$ . Значения их равны

$$M_{\max}^{изг} = \frac{a_m N}{\alpha_d} \eta_{iz}; \quad Q_{\max} = H \eta_{iz};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{a_p \alpha_d H}{b_c} \eta_{iz},$$

где  $\eta_{iz} = \frac{1}{1 - (a_{iz} N / \alpha^2 E J)}$  — коэффициент, учитывающий влияние эксцентрикитета вертикальной нагрузки на усилия в свае в зависимости от условий сопряжения свай с ростверком;  $a_m, a_p$  — коэффициенты, принимаемые при  $\bar{l}=2$   $a_m=1,06$ ,  $a_p=0,73$ ; при  $\bar{l}>4$   $a_m=0,93$ ,  $a_p=0,65$ ;  $a_{iz}$  — коэффициенты, принимаемые при  $\bar{l}=2$   $a_{iz}=1,04$ , при  $\bar{l}=4$   $a_{iz}=1,01$ .

Для промежуточных значений  $\bar{l}$  значения коэффициентов  $a_m$  и  $a_{iz}$  определяются по интерполяции.

Для других условий сопряжения свай с низким и высоким ростверком соответствующие коэффициенты приведены в [34, 35].

Расчеты свайных фундаментов с учетом сейсмических воздействий в просадочных грунтах в случае подъема уровня грунтовых вод при эксплуатации зданий и сооружений, а также в случае неизбежного по технологическим или другим условиям замачивания основания должны производиться применительно к полностью замоченному просадочному грунту. Кроме того, должны быть выполнены все необходимые расчеты этих же свайных фундаментов применительно к случаю эксплуатации в просадочных грунтах на основное сочетание нагрузок в соответствии с требованиями СНиП II-17-77.

Свайные фундаменты с промежуточной подушкой (рис. 25) позволяют вертикальные нагрузки передавать на сваю, а горизонтальные на грунт, армированный сваями [107]. В результате свая не испытывает изгиба, что позволяет уменьшить ее армирование, и сохраняет трение сваи о грунт в верхней части.

Расчет этих фундаментов на сейсмические нагрузки сводится к проверке на сдвиг по подошве фундаментного блока при условии, что коэффициент трения бетона по поверхности промежуточной подушки принимается 0,4, а коэффициент запаса на сдвиг не менее 1,2. Кроме того, необходимо проверить общую устойчивость на опрокидывание относительно фундаментного блока.

При расчете свайных фундаментов с промежуточной подушкой рекомендуется отношение расчетной нагрузки, приходящейся на одну сваю, к площади ее контакта с промежуточной подушкой принимать не более 2,5 МПа.

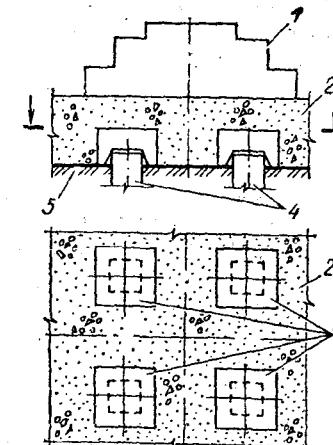


Рис. 25. Свайный фундамент с промежуточной подушкой

1 — фундаментный блок; 2 — промежуточная подушка; 3 — железобетонные оголовки; 4 — железобетонные сваи; 5 — поверхность для котлована

**Фундаментный блок рассчитывается как ростверк обычного свайного фундамента.**

Кроме того, свайные фундаменты с промежуточной подушкой проверяются по деформациям при основном сочетании нагрузок. Осадка фундаментного блока находится как сумма осадок промежуточной подушки  $S_{\text{п}}$  и свайного куста  $S_{\text{св}}$ , осадка которого определяется по СНиП II-17-77.

Осадку промежуточной подушки можно определять по формуле

$$S_{\text{п}} = \frac{N_{\Phi}^{\text{н}} h_{\text{п}}}{E F_{\text{ог}}},$$

где  $N_{\Phi}^{\text{н}}$  — нормативная вертикальная нагрузка, действующая на фундамент в уровне низа промежуточной подушки при основном сочетании нагрузок;  $h_{\text{п}}$  — толщина промежуточной подушки над оголовками свай;  $F_{\text{ог}}$  — площадь всех оголовков свай;  $E$  — модуль деформации уплотненной промежуточной подушки, в зависимости от материала подушки принимается: для песка средней крупности — 15 МПа; для крупного песка и известкового щебня — 20 МПа; для гранитного щебня — 40 МПа.

## ГЛАВА 4. ДИНАМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ

В условиях сейсмических воздействий прочность сооружений, конструкций и строительных материалов зависит от частоты и количества циклов нагружения, т. е. определяется не только общепринятыми физическими свойствами.

Поэтому далее излагаются общие сведения о динамических характеристиках строительных материалов и конструкций, учитывая, что методы определения динамических характеристик сооружений различных типов и их основные параметры изложены в гл. 6, п. 4.

К основным динамическим характеристикам строительных материалов и конструкций, представляющим большой интерес при проектировании в сейсмических условиях, относятся: прочность при немногочисленных повторных нагрузлениях, динамическая жесткость<sup>1</sup>, за-

<sup>1</sup> Под динамической жесткостью понимается жесткость, определяемая при достаточно быстрых циклических процессах деформирования конструкций (обычно по частотам собственных колебаний), которая вводится в расчет сооружений на динамические нагрузки.

тухание. Обычно эти характеристики определяются на основании экспериментальных исследований.

Наибольшее внимание изучению этой проблемы в частных строительных материалах и конструкций удалено в работах [26, 48, 119] и применительно к наиболее широко распространенным материалам — бетону и железобетону [8, 11, 17, 50], стали и алюминию [43, 48, 158], дереву [26, 47] и камню [66, 163].

Можно выделить влияние следующих факторов, которые будут рассмотрены применительно к основным строительным материалам и отдельным конструкциям на их основе:

- 1) влияние скорости нагружения на значение прочностных характеристик материалов;
- 2) влияние повторности приложения нагрузки на прочностные характеристики материалов, определение предела усталости или выносимости<sup>1</sup> материала;
- 3) влияние пиковых перегрузок на несущую способность конструкций с учетом их деформативных свойств;
- 4) влияние динамических нагрузений на конструктивные элементы, доминирующими для которых является не прочность, а устойчивость;
- 5) оценка значений коэффициента условий работы  $t_{\text{кр}}$ ;
- 6) оценка модулей упругости;
- 7) определение значений относительной потери энергии  $\psi$ <sup>2</sup>.

Известно, что независимо от внешнего воздействия сооружения, как правило, колеблются с частотой, близкой к частоте их собственных колебаний т. е. порядка 0,5—10 Гц. Если учесть, что повторяемость сильных землетрясений за редким исключением значительно превышает срок службы сооружения, то вполне обоснованным выглядит требование соблюдения при землетрясении частичной сохранности здания, т. е. допущения в нем деформаций, не приводящих к обрушению, или, иными словами, достижения конструкциями предельной несущей

<sup>1</sup> Под понятием выносимости следует считать предел, при котором материал, загруженный бесконечное число раз максимальной нагрузкой, не разрушается. Практически это максимальное напряжение, которое материал выдерживает при количестве  $5 \cdot 10^7$  циклов.

<sup>2</sup> Отношение количества энергии, поглощаемой неупругими процессами за один цикл колебаний, к полной энергии колебания этого цикла.

способности. В этих условиях предельная несущая способность конструкции определяется предельными прочностными характеристиками материалов.

Обработка многочисленных акселерограмм реальных землетрясений показала [119], что число повторений нагрузки большой интенсивности составляет в основном 40—50 циклов, что позволило ограничить число нагружений при изучении динамических характеристик при сейсмических воздействиях до 100—200 циклов.

Приведенные ниже результаты экспериментальных исследований построены на оценке несущей способности материалов в зависимости от их пределов прочности  $R_{п.п.}$ . Рассматривая эти результаты применительно к конкретным материалам значения  $R_{п.п.}$  заменяются значениями расчетных сопротивлений, которые используются в практических расчетах.

Общим для конструктивных решений, выполняемых из основных видов строительных материалов, применяемых в несущих конструкциях, является следующее:

при снижении скорости нагружения уменьшаются значения прочностных характеристик, причем скорость нагружения существенно влияет на прочность материалов как при однократном, так и при циклическом нагружении;

с уменьшением величины нагрузки возрастает количество циклов нагружения, необходимых для разрушения конструкции;

усталостная прочность материалов зависит от пределов изменения напряжений при каждом цикле динамической нагрузки — коэффициента асимметрии  $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ , где  $\sigma_{min}$ ,  $\sigma_{max}$  — соответственно минимальные и максимальные значения напряжений при каждом цикле нагружения;

зависимость между прочностью материала и логарифмом числа нагружений можно принимать по линейному закону до области абсолютной усталости материала;

значения статических и динамических модулей упругости (при сравнении только упругой части деформаций) достаточно близко совпадают;

значение  $\psi$ , характеризующее затухание, является сугубо ориентировочным, так как фактическая жесткость элементов строительных конструкций в отличие от жесткости воображаемых конструкций из идеального линей-

но-упругого изотропного однородного материала не может быть определена как некоторая постоянная величина. Она зависит не только от материала и его напряженного состояния, но и от качества изготовления, типа конструкции, температуры, влажности материала, степени повреждения (износа) и другого, что позволяет назначать ее только для простейших конструкций, а для расчета зданий на сейсмические воздействия значение  $\psi$  принимается 0,66 [119].

Среди известных в литературе многочисленных способов учета частотно-независимого внутреннего трения широкое применение нашли два наиболее удобных способа, основанные на гипотезе комплексной жесткости и видоизмененной гипотезе Фойгта. Способы эти подробно изложены в [128]. Связь значения  $\psi$  с коэффициентом затухания  $\epsilon_v$  может быть описана одним из выражений:

$$\psi = (4\pi\omega/p^2) \epsilon_v,$$

в предположении, что силы внутреннего сопротивления (затухания) пропорциональны скорости деформации (гипотеза Фойгта);

$$\psi = (2\pi/K) \kappa_m,$$

в предположении, что силы затухания пропорциональны деформации (видоизмененная гипотеза Мартышкина — Сорокина [119]).

Здесь  $\epsilon_v = \kappa_v/2m$ ,  $\kappa_v = i\kappa_m$ ;  $\omega$ ,  $p$  — частоты вынужденных и собственных колебаний системы;  $i$  — мнимая величина, умножение на которую соответствует сдвигу фаз на  $\pi/2$ ;  $K$  — коэффициент жесткости.

Динамические характеристики для строительных материалов и отдельных конструкций из них, полученные на основе экспериментальных исследований, указанных выше, следующие.

**Для бетона и железобетона.** Прочность бетона на сжатие при ударе выше предела прочности от 10 до 85 % в зависимости от скорости нагружения. Предел выносивости бетона на сжатие составляет 0,5—0,6, а железобетона в зависимости от процента армирования 0,4—0,6 статического предела прочности  $R_{п.п.}$  при числе нагружений  $n = 2 \cdot 10^6$  и коэффициенте асимметрии  $\rho = 0$ .

Зависимость между прочностью и логарифмом числа нагружений для бетона может быть описана:

$$\sigma_n = R_{п.п.} (1,15 - 0,09 \lg n). \quad (59)$$

В железобетоне на эту зависимость влияют процент армирования и класс арматуры. Для образцов с процентом армирования  $\mu = 1\ldots 1,7\%$  (арматура классов А-I, А-IIIB), в том числе для предварительно напряженных образцов зависимость их прочности от числа циклов нагрузления составляет

$$P_n = P_{n,n} (1,03 \ldots 1,16 - 0,04 \ldots 0,09 \lg n). \quad (60)$$

Для образцов с процентом армирования  $\mu = 0,2 \ldots 0,3\%$  (при тех же классах арматуры)

$$P_n = P_{n,n} (1,08 \ldots 1,19 - 0,09 \ldots 0,11 \lg n). \quad (61)$$

Приведенные исследования показали, что предварительное напряжение практически не влияет на прочность железобетонных элементов при немногочисленных повторных нагрузлениях; образцы с малым процентом армирования при динамических нагрузках изменяют показатели прочности по сравнению со статическими в большей мере, чем при средних процентах армирования; влияние перегрузочных циклов на прочность железобетонных конструкций, армированных сталью класса А-I, составляет  $\approx 0,8 P_n$ , а сталью класса А-IIIB— $0,7 P_n$ .

Значение расчетных сопротивлений бетона при 100 и 200 циклах нагружения составляет  $\sigma_{100} = 0,91 R_{n,n}$ ,  $\sigma_{200} = 0,89 R_{n,n}$ , а железобетона  $\sigma_{100} = 0,9 R_{n,n}$  и  $\sigma_{200} = 0,85 R_{n,n}$ .

Для арматуры в железобетонных конструкциях отношение  $R_{n,n}/\sigma_t = 1,1 \ldots 1,6$  и соответственно  $\sigma_n \approx 1,2 \ldots 1,6 \sigma_t$ , где  $\sigma_t$  — предел текучести. Значительный разброс прочностных характеристик в бетоне учитывается введением дополнительных поправок к приведенным формулам.

Полученные на основании этих исследований коэффициенты условий работы железобетонных конструкций при расчетах на прочность  $m_{kp} = 0,9 \ldots 1,2$ . Дифференциация этого коэффициента в зависимости от вида стали бетона приведена в табл. 11.

При расчетах на прочность бетонных конструкций в случае внекентренного сжатия  $m_{kp} = 1,2$ , а в случае сдвига и растяжения  $m_{kp} = 1$ .

Для конструктивных элементов из железобетона, несущая способность которых определяется не прочностью, а устойчивостью, динамическая разрушающая сила при  $n$  числе нагрузений

$$P_{kp}^n = P_{kp}^{st} (1 - 0,03 \lg n),$$

где  $P_{kp}^{st}$  — статическая критическая сила, которая практически не ниже динамической разрушающей силы, что позволяет принимать  $m_{kp} = 1$ .

При определении динамической жесткости железобетонных конструкций необходимо учитывать всю площадь сечения бетона, включая растянутую зону, а в качестве модуля упругости принимать начальный модуль упругости. Характеристики затухания для отдельных железобетонных конструкций по данным [26, 115, 125] приведены в табл. 25.

ТАБЛИЦА 25. ЗНАЧЕНИЯ УДЕЛЬНОЙ ПОТЕРИ ЭНЕРГИИ

Тип конструкций	Значения $\phi$		
	от	до	среднее
Железобетонные рамы			
То же	0,35	0,45	0,38
Железобетонные подкрановые балки:			
до замоноличивания стыков	0,16	0,33	0,25
после замоноличивания стыков	0,24	0,4	0,32
Железобетонные балки	0,38	0,56	0,47
То же	0,16	0,41	0,25
Железобетонные перекрытия	0,35	0,78	0,56
Железобетонные ребристые перекрытия	0,32	0,57	0,44
Железобетонное безбалочное перекрытие	0,39	0,78	0,57
Железобетонные крупнопанельные перекрытия высотных зданий:			
до замоноличивания стыков	—	—	0,56
после замоноличивания стыков	0,2	0,24	0,22
Железобетонные сводики по стальным балкам	0,44	0,6	0,52
	0,36	1,0	0,68

Для стали. Ударная прочность выше статической на 20—40 %, а предел текучести — на 30—60 %. Предел выносливости составляет около 0,5 предела прочности при  $n = 2 \cdot 10^6$  и  $\rho = 0$ . Зависимость между прочностью и числом нагрузений

$$\sigma_n = R_{n,n} (1,34 - 0,13 \lg n). \quad (63)$$

Значение расчетных сопротивлений при 100-кратном и 200-кратном нагружениях составляет:  $\sigma_{100} = 1,05 R_{n,n}$  и  $\sigma_{200} = 1,02 R_{n,n}$ .

В стальных конструкциях отношение  $R_{n,n}/\sigma_t \approx 1,5$  и соответственно  $\sigma_n = 1,6 \sigma_t$ .

Коэффициенты условий работы стальных конструкций при расчетах на прочность составляют  $m_{kp}=1,4$ , для сварных соединений  $m_{kp}=1$ , а для болтовых и заклепочных  $m_{kp}=1,1$ .

Для стальных элементов, работающих в области устойчивости, зависимость между динамической разрушающей силой  $P_{kp}^n$  и статической критической силой  $P_{kp}^{st}$  имеет вид

$$P_{kp}^n = P_{kp}^{st} (1,04 - 0,02 \lg n). \quad (64)$$

При расчетах на устойчивость коэффициент условий работы стальных элементов  $m_{kp}=1\dots1,2$ . Дифференциация этого коэффициента при расчетах на устойчивость в зависимости от гибкости элемента приведена в табл. 11.

**Для алюминия.** Ударная прочность на 20—30 % выше статической. Зависимость между прочностью и числом нагрузжений

$$\sigma_n = R_{n,p} (1,41 - 0,11 \lg n). \quad (65)$$

Значения расчетных сопротивлений при 100 и 200 циклах нагружения составляют:  $\sigma_{100}=1,1 R_{n,p}$  и  $\sigma_{200}=1,08 R_{n,p}$ .

**Для дерева.** Ударная прочность древесины при изгибе на 10—75 % выше статической. Коэффициент условий работы деревянных конструкций  $m_{kp}=1,4$ . Характеристики затухания для отдельных деревянных конструкций по данным [26, 47] приведены в табл. 26.

ТАБЛИЦА 26. ЗНАЧЕНИЯ УДЕЛЬНОЙ ПОТЕРИ ЭНЕРГИИ

Тип конструкций	Значения $\phi$		
	от	до	среднее
Деревянные балки	0,04	0,1	0,07
Деревянные клееные балки	—	—	0,12
Гвоздевые балки с перекрестной стенкой	0,17	0,41	0,3
Деревянное перекрытие по коробчатым kleenym балкам	0,23	0,43	0,33
Перекрытие по деревоплитке	0,38	0,47	0,42
Обычное деревянное перекрытие	—	—	0,35

**Для камня.** Коэффициенты условий работы при расчете каменных и армокаменных конструкций на сдвиг и растяжение  $m_{kp}=1$ , а на внецентренное сжатие  $m_{kp}=1,2$ . Эти коэффициенты в значительной мере определяются наличием при сейсмических воздействиях наиболее опасных для каменных хрупких материалов перегрузочных циклов. В этом случае предел упругости близок к пределу прочности и при перегрузке даже в течение короткого промежутка может наступить разрушение. Характеристики затухания для отдельных кирпичных конструкций по данным [66, 125] приведены в табл. 27.

ТАБЛИЦА 27. ЗНАЧЕНИЯ УДЕЛЬНОЙ ПОТЕРИ ЭНЕРГИИ

Тип конструкций	Значения $\phi$		
	от	до	среднее
Кирпичные сводики по стальным балкам	0,47	0,9	0,68
Кирпичные столбы:			
на цементном растворе	0,05	0,56	0,19
» сложном растворе	0,08	0,64	0,19
» известковом растворе	0,1	0,64	0,29
Кирпичные стены толщиной 0,5 кирпича	0,2	0,55	0,37

## ГЛАВА 5. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫМ И ГРАДОСТРОИТЕЛЬНЫМ РЕШЕНИЯМ ЖИЛЫХ, ОБЩЕСТВЕННЫХ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

### 1. Выбор архитектурно-планировочных решений застройки городов и населенных мест

Последствия многочисленных разрушительных землетрясений и сопутствующих им других стихийных бедствий, особенно пожаров, показывают, насколько велика роль продуманных градостроительных приемов в предотвращении возможного ущерба. Бывает, что специалисты по инженерной сейсмологии и сейсмостойкому строительству привлекаются к работе не на стадии составления генпланов, а на стадии ликвидации последствий землетрясений, связанных с оценкой целесообразности восстановления зданий в отдельных эпицентральных районах и определения зон массовой застройки города, раз-

рушенного землетрясением. Участие этих специалистов в разработке генеральных планов городов, расположенных в сейсмически опасных районах, является непременным условием.

Генеральные планы промышленных предприятий, городов и поселков следует разрабатывать с учетом результатов сейсмического микрорайонирования, которое должно проводиться в первую очередь на территориях крупных городов и развивающихся промышленных узлов, расположенных в районах сейсмичностью 8 и 9 баллов.

При разработке проектов районной планировки следует предусматривать размещение промышленных предприятий, энергетических и транспортных сооружений, городов и поселков с учетом сейсмического районирования и преимущественно на благоприятных в сейсмическом отношении территориях.

На площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, возводить здания и сооружения не допускается. Строительство на таких площадках может быть допущено только по согласованию с Госстроем СССР.

В районах сейсмичностью 9 баллов следует ограничивать строительство и расширение промышленных предприятий, не связанных с разработкой местных сырьевых ресурсов и непосредственным обслуживанием населения, а также строительство новых научно-исследовательских и проектных институтов, высших и средних специальных учебных заведений.

Строительство таких предприятий, зданий институтов и учебных заведений в указанных районах может быть допущено только при подтверждении народнохозяйственной целесообразности этого строительства соответствующими технико-экономическими обоснованиями, содержащими данные о результатах сравнения вариантов их размещения в районах с меньшей сейсмичностью или в несейсмических районах.

Крупные массивы застройки городов, расположенных в районах сейсмичностью 8—9 баллов, следует, как правило, расчленять транспортными магистралями или полосами зеленых насаждений, препятствующими распространению возможных пожаров и обеспечивающими возможность быстрой эвакуации населения во время землетрясений в места их временного расселения. В случае если эпицентральная область оказалась в черте города

полосы зеленых насаждений общего пользования (парки, сады и т. п.) должны располагаться в этой зоне.

Размещение общегородского общественного центра и общественных зданий массового посещения (вокзалы, театры, крупные универмаги и т. п.), а также больниц, школ следует предусматривать на территориях, наиболее благоприятных в сейсмическом отношении.

Предприятия общественного питания и торговли продовольственными товарами в районах сейсмичностью 9 баллов следует размещать преимущественно в отдельно стоящих малоэтажных зданиях, а в IV климатическом районе — также в зданиях павильонного типа.

В зонах с неблагоприятными в сейсмическом отношении грунтовыми условиями следует размещать такие здания и сооружения, разрушение которых не связано с гибелью людей, порчей ценного оборудования и не вызывает прекращения непрерывных производственных процессов (склады, крановые или ремонтные эстакады, небольшие мастерские и др.), а также временные здания и сооружения.

При разработке генеральных планов промышленных предприятий, зданий с взрывоопасными производственными процессами или выделением вредных веществ, аварийное состояние которых при землетрясении связано с опасностью для обслуживающего персонала и населения прилегающего района, следует размещать на наиболее благоприятных в сейсмическом отношении площадках и, как правило, выносить за пределы жилой зоны города. Эти рекомендации распространяются и на строительство атомных электростанций.

Строительство зданий высотой выше пяти этажей допускается только при соблюдении указаний по размещению объектов строительства и ограничению этажности зданий в сейсмических районах [132] в ограниченных объемах, если это строительство оправдано градостроительными требованиями и технико-экономическими обстоятельствами. В этом случае строительство осуществляется:

в городах, расположенных в районах сейсмичностью 7—8 баллов с разрешения советов министров союзных республик;

в городах, расположенных в районах сейсмичностью 9 баллов с разрешения советов министров союзных республик и по согласованию с Госстроем СССР.

Высота зданий больниц и школ при сейсмичности площадки строительства 8 и 9 баллов ограничивается тремя надземными этажами. Предельные размеры жилых, общественных и производственных зданий и сооружений по высоте и предельная их этажность в зависимости от расчетной сейсмичности и конструктивного решения приведены в гл. 6 (табл. 29).

При проектировании промышленных предприятий следует в основном принимать горизонтальную схему технологического процесса, размещая производство в одноэтажных зданиях. Строительство производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий выше пяти этажей в районах сейсмичностью 9 баллов допускается только по согласованию с Госстроем ССР.

## 2. Взаимосвязь архитектурных и конструктивных решений сейсмостойких зданий и сооружений

Выбор объемно-планировочных и конструктивных решений должен осуществляться во взаимосвязи с конструктивными решениями и с учетом имеющейся в регионе базы строительной индустрии и наличием местных строительных материалов.

Несмотря на ряд общих требований, для каждой конструктивной схемы по условиям сейсмостойкости необходимо учитывать ограничения при выборе объемно-планировочного решения. Рассмотрим их применительно к отдельным конструктивным схемам зданий.

**Здания с несущими каменными стенами.** Прежде всего недопустимы изломы и выступы наружных стен в плане при расчетной сейсмичности 9 баллов и ограничен при 7- и 8-балльной расчетной сейсмичности, так как при землетрясении они наиболее уязвимы.

Изломы стен в плане недопустимы также и внутри здания. При расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов необходимо, чтобы внутренние стены отсеков были сквозными в продольном и поперечном направлениях. Отсеки зданий должны иметь преимущественно форму квадрата или прямоугольника. Высота этажей в пределах отсека не должна изменяться.

Разрезка здания антисейсмическими швами на отсеки производится при сложной конфигурации здания в плане, а также в местах, где имеется перепад высот 5

и более. Размеры отсеков в плане ограничиваются 60 м при 9-балльной и 80 м при 7—8-балльной расчетной сейсмичности.

Антисейсмические швы должны разделять отсеки до фундамента здания за исключением случаев, когда антисейсмический шов совпадает с осадочным. Ширина температурных осадочных швов при этом принимается как для антисейсмических. Антисейсмические швы должны быть заполнены или закрыты таким образом, чтобы не возникали препятствия сейсмическим колебаниям отсеков.

Высота этажа зданий с несущими стенами из кирпичной или каменной кладки, не усиленной армированием или железобетонными включениями, не должна превышать при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно 5, 4 и 3,5 м. При усилении кладки армированием или железобетонными включениями высоту этажа допускается принимать соответственно 6, 5 и 4,5 м. При этом отношение высоты этажа к толщине стены должно быть не более 12.

Простенки и проемы в зданиях с несущими каменными стенами должны выполняться одинаковой ширины, однако допускается разная их ширина в случаях, вызванных архитектурно-планировочными требованиями (табл. 32). Вынос балконов в зданиях с каменными стенами не должен превышать 1,5 м.

Лестничные клетки следует предусматривать закрытыми, имеющими в наружных стенах оконные проемы. Расположение и количество лестничных клеток следует определять по противопожарным нормам проектирования зданий и сооружений, но принимать не менее одной между антисейсмическими швами. В зданиях высотой три и более этажей с несущими стенами из кирпича или каменной кладки при расчетной сейсмичности 9 баллов выходы из лестничных клеток следует устраивать по обе стороны здания.

В зданиях с несущими стенами первые этажи, используемые под магазины и другие помещения, требующие большой свободной площади, следует выполнять в железобетонных конструкциях.

**Крупнопанельные здания** должны быть в плане симметричными относительно продольной и поперечной осей здания или отдельных его отсеков. Это требование относится к компоновке несущих стен, лестничных клеток и

других конструктивных элементов, а также к расположению проемов.

Здания должны иметь в плане прямоугольную форму. В случае необходимости выполнения зданий с более сложной конфигурацией плана должны предусматриваться антисейсмические швы, разделяющие здания на отсеки прямоугольной формы длиной не более 80 м при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов и 60 м при расчетной сейсмичности 9 баллов. Антисейсмические швы устраивают также между участками здания разной высоты и в случае расположения перекрытий на разных уровнях.

Стены по всей длине и ширине здания должны быть, как правило, непрерывными. Не допускается смещение осей стен по вертикали (между этажами) и в плане здания. В несущих наружных стенах допускается одновременное устройство лоджий и балконов, располагаемых в плане здания симметрично.

Лоджии должны быть встроеными в объем здания так, чтобы их боковыми стенками служили внутренние стены, перпендикулярные к фасаду. В местах размещения лоджий в плоскости наружных стен следует предусматривать устройство железобетонных рам. Устройство эркеров не допускается.

**Каркасные здания и здания из монолитного бетона.** Объемно-планировочные решения этих зданий не ограничиваются из условий сейсмостойкости. Размеры их в плане и по высоте принимаются как для зданий, возводимых в несейсмических районах с предельной длиной (шириной) отсека 150 м. Они могут выполняться в металлическом или железобетонном каркасе.

В монолитных зданиях отношение наименьшей ширины отдельных отсеков зданий к их высоте следует принимать не менее 1/5—1/6 при соответствующем расчетном и технико-экономическом обосновании.

При выборе архитектурно-планировочного решения зданий, возводимых в объемно-переставной опалубке, рекомендуется конструктивная схема с одной внутренней продольной стеной. Здания или отсеки, возводимые в скользящей опалубке, должны быть точечными, по форме в плане приближающимися к квадрату или кругу. Размеры сторон здания или отсека рекомендуется принять в пределах 6—30 м, а периметр наружных и внутренних стен — не более 270 м.

В зданиях повышенной этажности рекомендуется пре-

дусматривать встроенные или выступающие лоджии со стенами, являющимися продолжением соответствующих внутренних стен.

## ГЛАВА 6. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУКТИВНЫМ РЕШЕНИЯМ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

### 1. Общие принципы обеспечения сейсмостойкости зданий и их основные конструктивные схемы

Результаты инженерного анализа последствий землетрясений позволили сформулировать следующие общие принципы проектирования сейсмостойких зданий.

1. Принцип, обеспечивающий снижение сейсмической нагрузки, осуществление которого достигается уменьшением массы конструкции, благодаря применению более легких и эффективных (по прочности) строительных материалов, конструкций и выбором конструктивной схемы с оптимальной динамической жесткостью и затуханием.

Конструктивные схемы зданий с точки зрения их динамической реакции на сейсмическое воздействие различаются на жесткие, гибкие, смешанного типа и массивные.

Гибкие сооружения независимо от типа несущих конструкций характеризуются малыми размерами в плане по сравнению с высотой. При колебаниях в зависимости от соотношения размеров в гибком сооружении могут проявляться деформации сдвига, но первая форма колебаний по частоте и конфигурации соответствует изгибным деформациям, а не сдвиговым.

К жестким относятся здания и сооружения, которые имеют стены или сплошные диафрагмы, расположенные в плоскости действия сейсмических нагрузок, воспринимающие горизонтальные сейсмические нагрузки. При действии горизонтальных нагрузок преобладающими являются деформации сдвига как в отдельных конструктивных элементах, так и в сооружении в целом.

К смешанному типу относятся здания и сооружения, в которых несущими конструкциями при действии горизонтальных нагрузок являются изгибающие вертикальные элементы (стойки рамных конструкций, вертикальные диафрагмы). Массивные сооружения типа плотин, высо-

ких насыпей относятся к специальным видам строительства и здесь подробно не рассматриваются.

В приведенной классификации в качестве основного признака принят характер деформаций несущих конструкций. В отличие от других систем классификации здесь не фигурирует период основного тона собственных колебаний. Как правило, жесткие сооружения характеризуются малыми периодами первого тона колебаний — обычно  $T \leqslant 0,5$  с. Гибкие сооружения в большинстве случаев имеют  $T > 1$  с, а здания смешанного типа занимают промежуточное положение между жесткими и гибкими. Однако нередко встречаются существенные отклонения от указанных значений периодов. Некоторые жесткие сооружения могут иметь периоды колебаний больше, чем периоды колебаний соружений, относимых к числу гибких.

В зданиях с жесткой конструктивной схемой (каменные, крупноблочные, крупнопанельные, объемно-блочные, монолитные и т. п.) снижение сейсмической нагрузки достигают главным образом благодаря уменьшению массы конструкции. Так, масса крупнопанельных зданий из легкого бетона меньше массы таких же зданий из тяжелого бетона с утеплителем, хотя сами крупнопанельные здания с трехслойными стенами из тяжелого бетона значительно легче каменных.

В зданиях с гибкой конструктивной схемой (каркасные без заполнения) сейсмическую нагрузку можно уменьшить наилучшим сочетанием динамической жесткости с характеристиками затухания колебаний.

Каркасные здания с заполнением стен каменной кладкой относятся к зданиям с жесткой схемой, если после выключения из работы поврежденного заполнения здание не превращается в каркасное без заполнения.

2. Принцип равномерного распределения жесткостей и масс в зданиях, т. е. несущие элементы (стены) необходимо равномерно и симметрично распределять по этажам здания. Отсюда вытекает требование — строительный материал несущих элементов должен быть по возможности одинаковым.

Этот принцип предусматривает расположение стен в плане симметрично относительно продольной и поперечной оси здания и простую форму в плане, что исключает возможность возникновения кручения.

В тех случаях, когда по архитектурно-планировочным соображениям нельзя избежать сложной конфигурации

здания в плане, его разделяют антисейсмическими швами на отсеки простой формы. Антисейсмическими швами также разделяют смежные участки здания или сооружения, если они имеют значительные различные высоты (см. гл. 5, п. 2). Причем в одноэтажных зданиях высотой до 10 м при расчетной сейсмичности 7 баллов антисейсмические швы допускается не устраивать. Антисейсмические швы следует выполнять путем возвведения парных стен или рам, а также возведением рамы и стены. При высоте здания или сооружения до 5 м ширина антисейсмического шва здания или сооружения большей высоты следует увеличивать на 20 мм на каждые 5 м высоты.

Заполнение антисейсмических швов выполняют таким образом, чтобы оно не препятствовало взаимным горизонтальным перемещениям отсеков здания или сооружения.

3. Принцип монолитности и равнопрочности элементов зданий и сооружений, который обеспечивается расположением стыковых соединений сборных элементов по возможности вне зоны максимальных усилий, возникающих при землетрясениях. Соблюдение этого принципа обеспечивает, в частности, совместную работу стен и перекрытий, т. е. позволяет рассматривать здание как пространственную конструкцию.

В каркасных зданиях с рамным каркасом совместная работа ригелей и колонн каркаса обеспечивается до тех пор, пока узлы не превратятся в шарниры и не исчерпают своей прочности. В каркасных зданиях связевой системы совместную работу всех элементов каркаса обеспечивают связи.

В зданиях с безригельными перекрытиями совместная работа перекрытий и каркаса обеспечивается надежным жестким соединением перекрытий с каркасом.

В бескаркасных зданиях пространственная работа стен взаимно перпендикулярных направлений и перекрытий обеспечивается жесткими и прочными связями между ними. Если в зданиях со стенами из монолитного железобетона или крупнопанельных это достигается сравнительно просто, то в каменных зданиях требуются дополнительные мероприятия в виде антисейсмического пояса и т. п.

Изучение последствий землетрясений, в частности Га-

злийского 1984 г., показывает, что повреждения крупнопанельных и каркасных зданий чаще всего происходят в зоне стыковых соединений, зданий из монолитного бетона в местах сопряжений нового бетона со старым, а в каменных зданиях (при значительных сейсмических нагрузках) в местах сопряжений взаимно перпендикулярных стен.

Для обеспечения пространственной работы каменных зданий установлены ограничения расстояний между параллельными стенами, что позволяет включить в работу перекрытие. В зданиях с несущими стенами расстояние между осями поперечных стен или заменяющих их рам следует проверять расчетом, но принимать не более значений, приведенных в табл. 28.

ТАБЛИЦА 28. ПРЕДЕЛЬНЫЕ РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ СТЕНАМИ

Категория кладки	Расстояние, м, при расчетной сейсмичности, баллы		
	7	8	9
I	18	15	12
II	15	12	9

Нормами допускается увеличивать расстояние между стенами из комплексных конструкций на 30 % против указанных в табл. 28.

4. Принцип обеспечения условий, облегчающих развитие в элементах конструкций пластических деформаций при возможной их перегрузке во время землетрясений, т. е. чтобы во время сейсмического воздействия конструкции не разрушались хрупко, а имели возможность пластической работы. В этом случае здание приобретает при перегрузках свойство адаптации, так как повышение податливости за счет пластических деформаций сопровождается повышенным поглощением энергии сейсмического воздействия и затуханием колебаний.

Учитывая это, конструкций из каменных материалов как естественных, так и искусственных, а также из бетона, склонные к хрупкому разрушению, армируют.

В соответствии с 2- и 3-м принципами проектирования зданий установлены предельные размеры зданий по длине и высоте, которые указаны в табл. 29. В дополнение к ограничениям, указанным в табл. 29, высота зданий больниц и школ при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов принимается не выше трех этажей.

ТАБЛИЦА 29. ПРЕДЕЛЬНЫЕ РАЗМЕРЫ ЗДАНИЙ

Несущие конструкции зданий	Размер по длине (ширина), м			Высота, м (число этажей)		
	7	8	9	7	8	9
1. Металлический или железобетонный каркас или стены железобетонные монолитные				По требованиям для несейсмических районов, но не более 150 м		По требованиям для несейсмических районов
2. Стены крупнопанельные	80	80	60	45 (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 вибрированных кирпичных панелей или блоков; стены из бетонных блоков	80	80	60	23 (7)	20 (6)	14 (4)
5. Стены из кирпичной или каменной кладки, кроме указанных в пп. 3 и 4:						
при кладке I категории	80	80	60	17 (5)	14 (4)	11 (3)
то же, II категории	80	80	60	14 (4)	11 (3)	8 (2)

## 2. Основные принципы проектирования сейсмостойких зданий

По конструктивному решению можно выделить следующие основные типы зданий, возводимых в сейсмических районах: каркасные, объемно-блочные, крупнопанельные, со стенами из крупных блоков, со стенами из монолитного бетона, со стенами комплексной конструк-

ции, с несущими стенами из кирпича или камня, деревянные здания со стенами из местных материалов.

Рассмотрим основные требования к конструктивным решениям зданий, получивших широкое применение.

**Каркасные здания.** По конструктивной схеме каркасные здания можно разделить на: каркас в обоих направлениях, продольный каркас, поперечный каркас, неполный или внутренний каркас и несущие наружные стены, каркас с безригельным перекрытием.

В зданиях с полным каркасом в обоих направлениях обеспечивается более равномерное распределение масс и жесткостей по обоим направлениям осей зданий.

В сейсмостойком строительстве здания с несущим поперечным каркасом встречаются чаще и им отдается большее предпочтение, чем с продольным.

В зданиях с неполным или внутренним каркасом при землетрясении происходит неравномерное распределение сейсмических сил между несущими элементами, что приводит к недоиспользованию несущей способности колонн. Поэтому применение их должно быть ограничено и только при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов допускается применение зданий с наружными каменными стенами и внутренними железобетонными или металлическими рамами (стойками) при соблюдении требований, установленных для каменных зданий. При этом следует иметь в виду, что высота таких зданий не должна превышать 7 м.

Здания с безригельным перекрытием состоят из сборных железобетонных колонн с капителями, на которые опираются плиты перекрытий размером, равным ячейке колонн. Эти здания ввиду сложности монтажа не получили массового применения. При применении же их необходимо обеспечить надежную связь элементов безригельных перекрытий между собой и с колоннами, а для повышения прочности узлов рекомендуется использовать предварительно напряженные конструкции.

В сейсмических районах осуществляется строительство одноэтажных и многоэтажных зданий как с железобетонным, так и металлическим каркасом.

Железобетонные каркасы гражданских зданий по способу восприятия горизонтальных сейсмических нагрузок можно разделить [110] на: каркасы рамной системы, каркасы рамной системы с вертикальными диафрагмами жесткости.

В зданиях рамной системы горизонтальные нагрузки воспринимаются каркасом, однако при значительной высоте и небольших размерах в плане эти здания отличаются повышенной деформативностью. Для этой системы характерно неравномерное распределение по высоте изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок, что затрудняет унификацию при выполнении каркаса из сборного железобетона.

В зданиях рамной системы с вертикальными диафрагмами жесткости основная часть горизонтальных нагрузок через диски перекрытий передается на специальные вертикальные элементы жесткости (диафрагмы, торцовые стены, стены лифтовых шахт и лестничных клеток, и т. п.), а некоторая часть горизонтальных нагрузок воспринимается каркасом. Применение этой системы уменьшает и выравнивает изгибающие моменты от горизонтальных нагрузок в элементах рам, что обеспечивает унификацию элементов каркасов.

Каркасы рамной системы с вертикальными диафрагмами жесткости рекомендуется применять в качестве несущих конструкций зданий высотой 16 и более этажей.

Железобетонные каркасы многоэтажных промышленных зданий для сейсмических районов проектируются с несущим каркасом, образованным продольными и поперечными рамами преимущественно без шарнирных узлов, как правило, из сборных колонн и поперечных ригелей. Каркасы одноэтажных производственных зданий допускается проектировать как с шарнирным сопряжением колонн и ригелей покрытия, так и с жестким.

Диафрагмы, воспринимающие горизонтальную нагрузку, следует устраивать на всю высоту здания, располагая их в плане симметрично и равномерно, а поперечные диафрагмы по возможности и на всю ширину здания. В случае использования в качестве диафрагм стен лестничных клеток или лифтовых шахт проемы в них следует располагать в плане по возможности также симметрично.

В каркасных зданиях лестничные и лифтовые шахты выполняются как встроенные конструкции с поэтажной разрезкой или в виде жесткого ядра, воспринимающего сейсмическую нагрузку. Нормами допускается устраивать для каркасных зданий высотой до пяти этажей при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов лестничные клетки и лифтовые шахты в пределах плана здания в виде от-

дельных конструкций, не связанных с каркасом здания, но не выносить лестничные клетки в виде отдельно стоящих сооружений.

По способу изготовления и возведения железобетонные каркасы, применяемые для строительства в сейсмических районах, можно разделить на сборные, сборно-монолитные и монолитные. Два первых позволяют большинство элементов изготавливать в заводских условиях. Для них большое значение имеет разрезка каркаса на отдельные сборные элементы. При выборе конструктивной схемы разрезки необходимо стремиться к максимальному укрупнению элементов, к сокращению количества соединений и простоте технологии изготовления и монтажа конструкций.

В многоэтажных каркасах рамной конструкции и в одноэтажных каркасах зданий с расчетной сейсмичностью 8 и 9 баллов рекомендуется располагатьстыки в зонах наименьших расчетных усилий (разрезкой на крестообразные, П-образные, Г-образные и другие сборные элементы).

Примеры некоторых из применяемых конструктивных схем разрезки сборных каркасов на элементы приведены на рис. 26. Разрезка каркаса на линейные элементы (рис. 26, а) упрощает технологию изготовления, транспортирование и монтаж сборных элементов. Однакостык ригелей с колоннами осуществляется в сечениях с наибольшими опорными изгибающими моментами, что затрудняет их конструирование и предъявляет повышенные требования к производству работ.

Разрезка каркаса на крестообразные и другие элементы (рис. 26, б) позволяет использовать положительные качества монолитного железобетона в самых ответственных местах каркаса — узлах. При этой разрезке каркаса элементы крестообразной формы изготавливаются в заводских условиях. В этом случае стыки колонн располагают в сечениях с минимальными значениями изгибающих моментов от сейсмических нагрузок, а стыки ригелей — в четвертях или середине пролетов.

Разрезка каркаса на укрупненные П-, Н- и Г-образные элементы (рис. 26, в) позволяет рассматривать их как составные части сборных железобетонных поперечных рам.

При разрезке каркаса на объемные элементы (рис. 26, г) стык колонн выполняется в середине этажа, а ри-

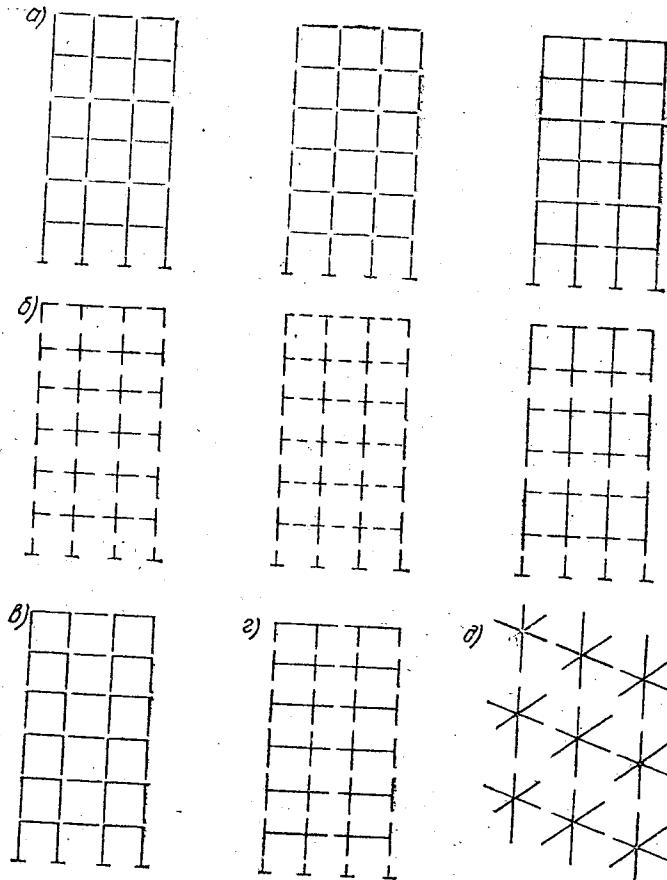


Рис. 26. Схемы разрезки каркасов на сборные элементы

гелей — в середине пролетов или в  $\frac{1}{3}$  пролета с помощью ригелей-вставок. Такие пространственные элементы-узлы, впервые примененные в Ташкенте, пока не получили массового распространения из-за трудности изготовления в заводских условиях, сложности транспортирования и трудоемкости монтажа.

Для одноэтажных промышленных зданий рекомендуется применять железобетонные колонны прямоугольного сечения и двухветвевые. Металлические колонны рамного каркаса принимают замкнутого коробчатого сечения, равноустойчивого относительно главных осей, а для рамно-связевого каркаса — двутаврового сечения. Жест-

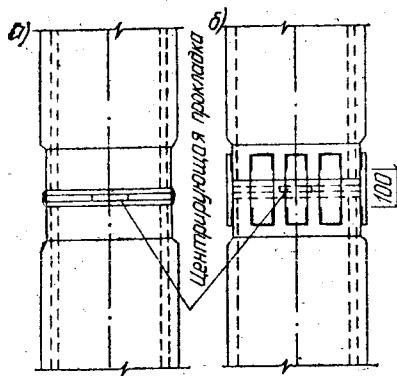


Рис. 27. Стыковое соединение колонн со стальными оголовками при усилиях

а — небольших; б — больших

высоте могут соединяться стальными оголовками, как показано на рис. 27.

Центрирующие прокладки не должны превышать половины размера сторон поперечного сечения колонн, а толщина прокладки — не менее 3 мм. Площадь сечения накладок должна быть больше площади рабочей арматуры стыкуемых элементов колонн не менее чем на 25 %.

Как правило, соединения ригелей рам в пролете и в узлах, соединения продольного ригеля с поперечной рамой каркаса выполняются дуговой или ванной сваркой с последующим обетонированием стыка мелкозернистым бетоном марки М300.

В качестве ограждающих стеновых конструкций каркасных зданий применяют: лёгкие навесные панели, самонесущие стены, кирпичное и каменное заполнение.

Навесные панели выполняют ленточной или поэтажной разрезки:

однослойные из бетона на пористых заполнителях при плотности 900—1000 кг/м<sup>3</sup>, из ячеистого бетона плотностью 600—700 кг/м<sup>3</sup>;

слоистые с наружными слоями — из конструктивного тяжелого или легкого бетонов и внутренним теплоизоляционным слоем из легкого бетона или других эффективных материалов;

слоистые с каркасом и облицовкой из армоцемента,

кие узлы железобетонных каркасов зданий следует усиливать применением сварных сеток или замкнутых хомутов.

Участки ригелей и колонн, примыкающие к жестким узлам рам на расстоянии, равном полуторной высоте их сечения, должны армироваться замкнутой поперечной арматурой (хомутами), устанавливаемой по расчету, но не менее чем через 100 мм, а для рамных систем с несущими диафрагмами — не менее чем через 200 мм. Колонны по

алюминиевых или асбоцементных листов и эффективными нестораемыми или трудносгораемыми утеплителями. Конструкция ограждения с навесными панелями должна допускать их взаимное перемещение по вертикали и не препятствовать горизонтальным взаимным перемещениям каркаса и стен. Пример крепления навесных стен к конструкциям каркаса приведен на рис. 28.

Связи навесных панелей с каркасом должны быть гибкими, чтобы обеспечивать выключение их из работы при сейсмическом воздействии.

Следует различать три схемы установки панелей, исключающие совместную работу их с каркасом. Первая, когда панели в двух верхних углах свободно подвешиваются к консолям каркаса, а в двух нижних закрепляются к каркасу гибкими связями, препятствующими свободным перемещениям панелей из плоскости стены, и практически не ограничивают взаимного смещения каркаса и панелей в плоскости стены. Вторая, когда панели подвешиваются на гибких стержнях, закрепляемых в нижних углах панелей, и гибкими горизонтальными связями в четырех углах панелей, исключающими перемещения панелей из плоскости стены. Третья, когда панели в нижних углах опираются на каркас, в то время как в верхних углах закрепляются гибкими связями, исключающими свободную деформацию панелей из плоскости стены.

Навесные стены могут опираться и на консоли колонн, но конструироваться так, чтобы они не препятствовали взаимному горизонтальному перемещению стен и колонн при деформации каркаса в момент сейсмического воздействия.

Горизонтальные и вертикальные швы между навесными панелями необходимо заполнять губчатой резиной, минеральной ватой, пенопластом, пороизолом и другими упругими прокладками. Заделка горизонтальных швов цементным раствором не рекомендуется.

При стальном каркасе легкие навесные стены выполняются также из металлических профилированных листов в сочетании с эффективными уплотнителями.

Самонесущие стены могут быть из панелей и из каменной кладки. Высота панельных самонесущих стен ограничивается в зависимости от расчетной сейсмичности: при 7 баллах — не более 18 м, при 8 баллах — не более 16 м, при 9 баллах — не более 9 м.

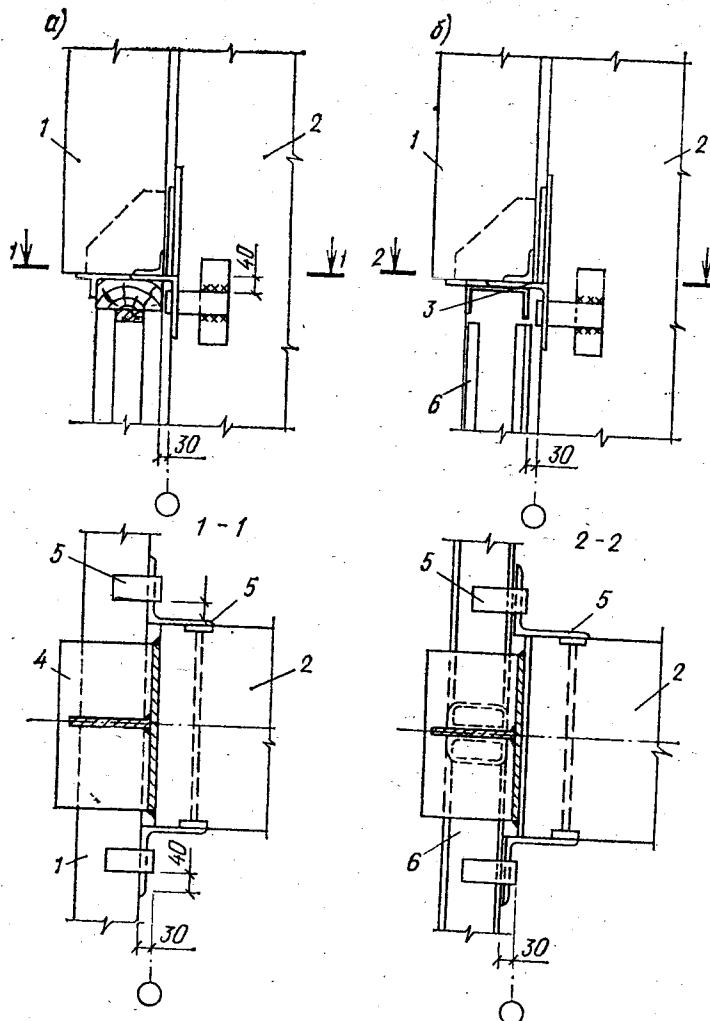


Рис. 28. Крепление сборных железобетонных панелей к колоннам при переплетах

*a* — деревянных; *b* — металлических; 1 — стековая панель; 2 — колонна; 3 — панель упругая прокладка; 4 — опорный столик; 5 — элемент крепления; 6 — оконная панель

Панели самонесущих стен, выполненные «на пролет», крепятся к каркасу в четырех углах, а панели простенков в местах их примыкания к колоннам — в двух верхних и двух нижних точках, причем, как и в предыдущих случаях, должна быть обеспечена возможность взаимно-

го горизонтального перемещения каркаса и стен. Швы между панелями в самонесущих стенах заполняются цементным раствором.

При строительстве в высокосейсмических районах (8—9 баллов) следует воздерживаться от применения самонесущих стен из кирпича, бетонных блоков и других штучных каменных материалов.

Применение самонесущих стен из каменной кладки ограничивается шагом, который не должен превышать 2-ой категории и иметь гибкие связи с каркасом (рис. 29). В местах расположения связей укладываются арматурные сетки диаметром 5В—1 длиной 150 см. при 7—8 баллах или по всей стене при 9 баллах.

Самонесущие кирпичные и крупноблочные стены высотой более 12 м при расчетной сейсмичности 7 баллов, 9 м при расчетной сейсмичности 8 баллов и 6 м при расчетной сейсмичности 9 баллов должны конструктивно армироваться вертикальной продольной арматурой. При этом кладка должна выполняться 1 категорий, а площадь всей продольной арматуры составлять не менее 0,1 % площади сечения кладки.

Высота самонесущих стен из каменной кладки имеет те же ограничения, что и для панельных самонесущих стен. Между поверхностями стен и колонн каркаса должен предусматриваться зазор не менее 20 мм. По всей длине самонесущих стен между вертикальными антисейсмическими швами в уровне плит покрытий (перекрытий) или верха оконных проемов необходимо устраивать железобетонные сборные или монолитные антисейсмические пояса.

При устройстве железобетонных антисейсмических поясов по самонесущим стенам следует:

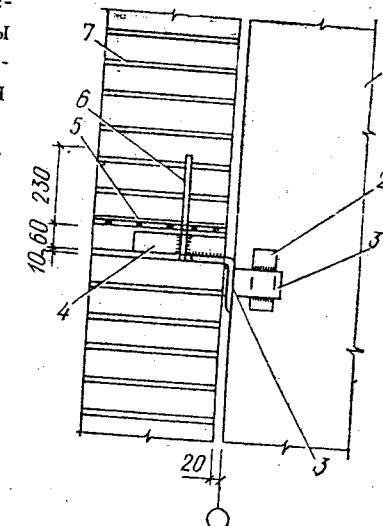


Рис. 29. Крепление самонесущей стены к каркасу

1 — колонна; 2 — закладная деталь; 3 — элементы крепления; 4 — пластина; 5 — скоба; 6 — анкер; 7 — стена

ширина пояса принимать, как правило, равной толщине стены, но при толщине стены 50 см и более ширина пояса может быть меньше толщины стены на 10—15 см; высоту пояса принимать не менее 15 см; марку бетона принимать не ниже М150;

продольную арматуру принимать из стали класса А-1 площадью не менее 3 см<sup>2</sup> при 7 и 8 баллах и не менее 4—5 см<sup>2</sup> при расчетной сейсмичности 9 баллов, связывая ее хомутами диаметром 4—6 мм, установленными через 25—40 см.

Самонесущие каменные стены крепятся к каркасу с помощью гибких анкеров, площадь сечения которых на 10 м<sup>2</sup> самонесущих стен должна составлять не менее 1 см<sup>2</sup> при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов и 2 см<sup>2</sup> при 9 баллах.

В случае, когда в простенках самонесущих стен предусматривается вертикальное продольное армирование, перемычки рекомендуется выполнять монолитными или сборно-монолитными и крепить к колоннам.

В горизонтальных швах кладки, расположенных выше и ниже крепления стен к каркасу, следует укладывать сварные сетки из проволоки диаметром 3—5,5 мм с площадью сечения продольной арматуры не менее 1 см<sup>2</sup>, которая заводится не менее чем на 50 см в каждую сторону от креплений. При расчетной сейсмичности 9 баллов сетки следует укладывать по всей длине стены.

В случае стального каркаса самонесущие стены из кирпича, бетонных блоков и других штучных материалов применять не рекомендуется, а панельные (самонесущие) стены могут быть из легких, поризованных легких или ячеистых бетонов или из профилированных настиков.

Ограждающие стеновые конструкции в виде заполнения должны быть жестко связаны с каркасом и полностью включаться в работу на горизонтальные нагрузки. В качестве заполнения обычно применяется стекловой штучный материал в виде кирпичной или каменной кладки не ниже второй категории.

Связь заполнения с колоннами каркаса осуществляется арматурными выпусками длиной не менее 70 см с шагом по высоте 50 см. При расчетной сейсмичности 9 баллов, кроме связи с колоннами и армированием заполнения, его следует связывать с верхними и нижними ригелями каркаса.

При длине 3 м и более связь заполнения с верхним ригелем каркаса выполняется с помощью специальных арматурных выпусков или скоб, устанавливаемых через 1,5—2 м по длине ригеля.

При устройстве заполнения необходимо обеспечивать его плотное примыкание к верхнему ригелю. Если толщина заполнения меньше 18 см, то кладку следует армировать независимо от расчетной сейсмичности.

**Крупнопанельные здания.** По конструктивной схеме их можно разделить на здания: с несущими поперечными стенами, с несущими продольными стенами, с несущими стенами, расположенными в обоих направлениях.

Для сейсмических районов рекомендуется [37] применять схему с панелями перекрытий размером на комнату, опертыми по контуру. Таким образом, крупнопанельные здания представляют собой единую пространственную систему, воспринимающую сейсмические нагрузки.

Наружные стековые панели могут быть трех типов: однослойные (несущие и ненесущие), двухслойные несущие, трехслойные несущие. Минимальные марки бетона для этих панелей приведены в табл. 30.

Толщина однослойных наружных бетонных панелей на пористых заполнителях назначается по расчету, а внутренних несущих бетонных слоев многослойных панелей и внутренних стен с учетом размещения арматуры в панелях и требований звукоизоляции принимается по табл. 31.

ТАБЛИЦА 30. МИНИМАЛЬНЫЕ МАРКИ БЕТОНА ДЛЯ ПАНЕЛЕЙ СТЕН

Конструктивные элементы	Минимальная марка бетона при сейсмичности в баллах		
	7	8	9
Однослойные несущие панели на пористых заполнителях То же, ненесущие	M75	M75	M100
Внутренний несущий слой двухслойных панелей и внешние слои трехслойных панелей	M50 M150	M50 M150	M75 M200
Внутренние стены	M150	M150	M200

ТАБЛИЦА 31. МИНИМАЛЬНАЯ ТОЛЩИНА ВНУТРЕННИХ НЕСУЩИХ БЕТОННЫХ СЛОЕВ МНОГОСЛОЙНЫХ НАРУЖНЫХ ПАНЕЛЕЙ И ВНУТРЕННИХ СТЕН

Конструктивные элементы	Минимальная толщина, см, при расчетной сейсмичности в баллах		
	7	8	9
Двухслойные панели	8	8	10
Трехслойные панели:			
с гибкими внутренними связями	12	12	12
с жесткими внутренними связями	8	8	10
Межкомнатные стены при шаге стен до 4 м	12	12	12
Межквартирные стены, стены лестничной клетки и межкомнатные при шаге стен более 4 м	16	16	16

Стеновые панели армируются пространственными каркасами или сварными сетками. Применение неармированных панелей не допускается.

Перекрытия и покрытия крупнопанельных зданий служат горизонтальным диафрагмами, распределяющими сейсмическую нагрузку между вертикальными несущими конструкциями. В качестве перекрытий рекомендуются панели сплошного сечения. Допускается применение панелей с круглыми ступотами и не разрешается с горизонтальными овальными пустотами.

При опирании панелей перекрытия на наружные стены соединение их осуществляют сваркой выпусков арматуры. Вертикальныестыки между панелями несущих стен воспринимают усилия сжатия, растяжения и сдвига.

Для восприятия усилий сжатия марку бетона стыка принимают выше марки бетона стыкуемых панелей не менее чем на одну ступень, но не ниже M200, для восприятия усилий растяжения устраивают связи сваркой стальных выпусков арматуры или закладных деталей со прягаемых панелей, для восприятия усилий сдвига вдоль вертикальных стыков устраивают бетонные или железобетонные шпонки, образуемые в результате соединения горизонтальных арматурных панелей и заполнения бетонной смесью полости стыка.

В горизонтальных стыках стеновых панелей устанавливают связи, ограничивающие взаимные сдвиги панелей и раскрытие швов, в виде бетонных шпонок или ме-

таллических закладных деталей, соединенных сваркой.

Арматурные выпуски из панелей и сквозная вертикальная арматура, устанавливаемая в панелях и в замоноличенных бетоном шпунтовых стыках, препятствуют раскрытию горизонтальных швов при изгибе стены в своей плоскости. Арматурные выпуски из панелей выполняются, как правило, из стержней диаметром не более 16 мм, а при применении стержней большого диаметра (не менее 20 мм) их соединяют ванной сваркой.

Сечение металлических связей в горизонтальных швах между панелями определяется расчетом, но принимается не менее 1 см<sup>2</sup> на 1 м шва, а для зданий высотой 5 и менее этажей при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов не менее 0,5 см<sup>2</sup> на 1 м шва.

Для облегчения развития пластических деформаций закладные детали выполняют из мягких сортов стали, а связи — из стержневой арматуры классов А-I, А-II, А-III. Примеры решений стыковых соединений крупнопанельных зданий приведены на рис. 30 и 31.

**Здания из монолитного бетона и сборно-монолитные.** Из монолитного бетона [18] чаще всего возводят высокие здания в 10—25 этажей. По конструктивной схеме они делятся на здания: с несущими стенами, коробчато-ствольные, рамно-ствольные с монолитным ядром жесткости. Здания с несущими стенами, в свою очередь, разделяются на здания с несущими внутренними и наружными стенами в обоих направлениях и здания с несущими поперечными стенами.

Здания из монолитного бетона обычно возводятся в объемно-переставной или крупнощитовой опалубке, ис-

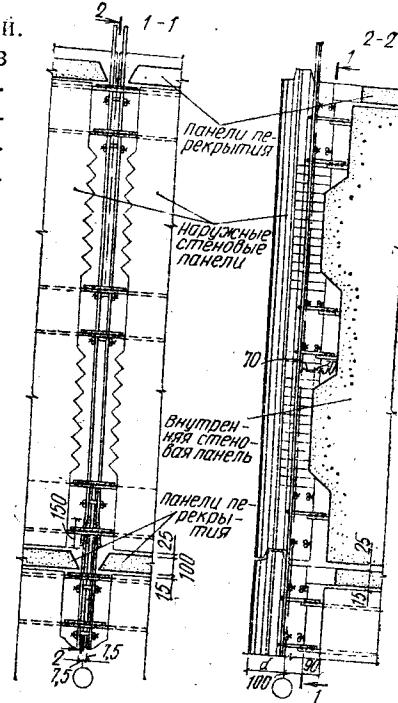


Рис. 30. Вертикальный стык наружных стеновых панелей

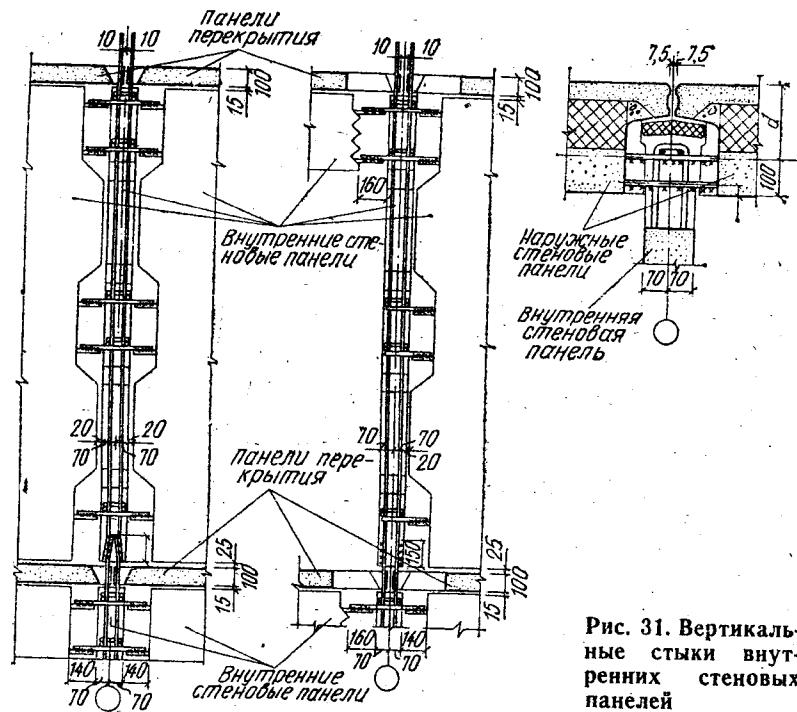


Рис. 31. Вертикальныестыки внутреннихстеновыхпанелей

пользуемой для формования стен, а также междуэтажных перекрытий или в скользящей опалубке для возведения вертикальных стен зданий и ядер жесткости. Обстраиваемые конструкции выполняются в объемно-переставной опалубке, а также каркасными или панельными.

Наружные стены в монолитных зданиях — однослойные из конструктивно-теплоизоляционного легкого бетона на пористых заполнителях толщиной не менее 370 мм, а в сборно-монолитных зданиях — из легкобетонных блоков или панелей (для зданий,озводимых в объемно-переставной или крупнощитовой опалубке). При применении керамзитобетона его плотность не должна превышать 1300 кг/м<sup>3</sup> и иметь марку не менее М75. Толщина блоков рекомендуется 400 мм, а панелей — 350 мм.

Внутренние стены обычно выполняют однослойными из тяжелого или легкого конструктивного бетонов, толщина стен из тяжелого бетона не менее 160 мм, из легкого — 180 мм. Стены и их элементы армируются сталью

классов А-III, Вр-I, В-I, а также А-I, А-II. Стыки рекомендуется выполнять внахлестку, а наращивание каркасов со стыкованием внахлестку поочередно в уровнях  $\frac{1}{2}$  и  $\frac{1}{4}$  высоты этажа. Перекрытия и покрытия в этих зданиях также выполняются монолитными или сборно-монолитными. По граням сборных плит должны предусматриваться петлевые арматурные выпуски.

При устройстве встроенных или выступающих ложбий их стены должны быть продолжением соответствующих внутренних стен.

**Здания с несущими каменными стенами.** Каменные здания в зависимости от наличия конструктивных антисейсмических усилений и технологии строительного производства характеризуются большим разнообразием, однако в поведении при землетрясениях обнаруживают много общего. Наиболее уязвимыми в каменных зданиях являются растворные швы глухих стен и простенков, где нарушается сцепление раствора с камнем. Поэтому Нормами [127] предусматривается, что несущие кирпичные и каменные стены должны возводиться из кирпичных или каменных панелей или блоков, изготавляемых в заводских условиях с применением вибрации, либо из кирпичной или каменной кладки на растворах со специальными добавками, повышающими сцепление раствора с кирпичом или камнем.

При расчетной сейсмичности 7 баллов допускается введение несущих стен зданий из кладки на растворах с пластификаторами без применения специальных добавок, повышающих прочность сцепления раствора с кирпичом или камнем.

Для кладки несущих стен, а также самонесущих и заполнения каркаса обычно используются:

кирпич полнотелый или пустотелый марки не ниже 75 с отверстиями размером до 14 мм;

бетонные камни, сплошные и пустотелые блоки марки 50 и выше, в том числе из легкого бетона плотностью не менее 1200 кг/м<sup>3</sup>;

камни или блоки из ракушечников, известняков марки не менее 35 или туфов марки 50 и выше.

Штучная кладка стен выполняется на смешанных цементных растворах марки не ниже 25 в летних условиях и не ниже 50 — в зимних, а кладка блоков и панелей на растворах марки не ниже 50.

Для строительства в сейсмических районах не допу-

скаются камни с крупными пустотами и тонкими стенками, кладки с засыпками и другие, наличие больших пустот в которых приводит к концентрации напряжений в стенках между пустотами.

По сопротивляемости сейсмическим воздействиям кладки подразделяются на две категории в зависимости от временного сопротивления осевому растяжению по неперевязанным швам (нормальное сцепление): 1-я —  $R_p^b \geq 180$  кПа; 2-я —  $180 \text{ кПа} > R_p^b \geq 120$  кПа.

При невозможности получения на площадке строительства (в том числе на растворах с добавками, повышающими прочность их сцепления с кирпичом или камнем) значения сцепления  $R_p^b$ , равного или превышающего 120 кПа, применение кирпичной и каменной кладки, как правило, не допускается и только при расчетной сейсмичности 7 баллов возможно применение кладки из естественного камня при  $R_p^b$  менее 120 кПа, но не менее 60 кПа. Однако в этом случае высота здания ограничивается тремя этажами, ширина простенков принимается не менее 0,9 м, ширина проемов не более 2 м и расстояние между осями стен — не более 12 м.

Значение  $R_p^b$  определяют по результатам лабораторных испытаний, а в проектах указывается при необходимости на осуществление контроля за фактическим сцеплением на стройке (подробнее см. в гл. 9).

В зданиях с несущими каменными стенами в пределах отсеков конструкцию и материалы стен принимают одинаковыми. При использовании разных материалов рабочий шов по высоте здания между этими материалами рекомендуется выполнять, начиная с нового этажа или в крайнем случае на уровне низа или верха оконных проемов с обязательным устройством антисейсмического пояса.

Размеры элементов стен каменных зданий следует определять по расчету, но они должны удовлетворять требованиям, приведенным в табл. 32.

Угловые простенки необходимо принимать на 25 см больше, чем указано в табл. 32, а при устройстве проемов, превышающих размеры, приведенные в таблице, их необходимо окаймлять железобетонной рамкой (рис. 32).

Для создания условий, способствующих развитию пластических деформаций, горизонтальные швы кладки армируются сетками. Сопряжения каменных стен арми-

руются горизонтальными сетками с площадью сечения продольной арматуры не менее 1 см<sup>2</sup>, длиной 1,5 м через 700 мм по высоте при расчетной сейсмичности 7—8 баллов и через 500 мм — при 9 баллах.

Участки стен и столбы над чердачным перекрытием, имеющие высоту более 400 мм, армируют или усиливают монолитными железобетонными включениями, заанкеренными в антисейсмический пояс.

Устройство кирпичных столбов на растворе марки 50 и высотой до 4 м допускается только при расчетной сейсмичности 7 баллов. При этом столбы в обоих направлениях следует связывать заанкеренными в стены балками.

ТАБЛИЦА 32. ПРЕДЕЛЬНЫЕ РАЗМЕРЫ ЭЛЕМЕНТОВ СТЕН

Элемент стены	Расчетная сейсмичность, баллы		
	7	8	9
Ширина простенков, мм, не менее при кладке:			
1-й категории			
2-й »	0,64 0,77	0,9 1,16	1,16 1,55
Ширина проемов, м, не более	3,5	3	2,5
Отношение ширины простенка к ширине проема, не менее	0,33	0,5	0,75
Выступы стен в плане, м, не более	2	1	—
Вынос карнизов, м, не более:			
из материала стен			
из железобетонных элементов, связанных с антисейсмическими поясами	0,2 0,4	0,2 0,4	0,2 0,4
деревянных, оштукатуренных, по металлической сетке	0,75	0,75	0,75

Для повышения несущей способности каменного здания при горизонтальных сейсмических воздействиях осуществляют вертикальное армирование кладки или включают в нее вертикальные железобетонные элементы из бетона марки М150, арматура которых связана с антисейсмическими поясами.

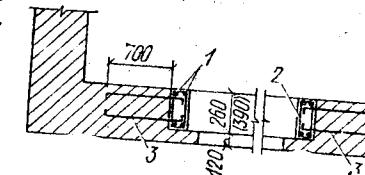


Рис. 32. Усиление проема железобетонной рамкой.  
1 — вертикальная арматура; 2 — хомуты; 3 — сетки

Железобетонные включения в кладке следует устраивать открытыми хотя бы с одной стороны с тем, чтобы обеспечить контроль за качеством их бетонирования. Железобетонные включения (обрамления) с кладкой связываются с помощью арматурных сеток (3—4 диаметром 6A-I), запускаемых в кладку на 70 см (см. рис. 32) и располагаемых с тем же шагом по высоте, что и армирование сопряжений.

Совместная работа железобетонных включений (сердечников) с кирпичной кладкой обеспечивается замкнутыми хомутами сердечника диаметром 5—6 мм, которые укладываются в горизонтальные швы кладки и заводятся на глубину простенка: при отношении его высоты к ширине более 1 — на всю ширину с шагом не менее 40 и 65 см, соответственно для 9- и 7—8-балльной расчетной сейсмичности, а при отношении менее 1 — на расстояние не менее 50 см.

При проектировании комплексных конструкций бетон включений должен быть не ниже марки М150, а кладка должна выполняться на растворе марки не ниже 50 и количество продольной арматуры не должно превышать 0,8 % площади сечения бетона простенков.

В уровне перекрытий и покрытий каменных зданий должны устраиваться антисейсмические пояса по всем продольным и поперечным стенам, выполняемые из монолитного железобетона или сборными с замоноличиванием стыков и непрерывным армированием. Антисейсмические пояса верхнего этажа должны быть связаны с кладкой вертикальными выпусками арматуры.

Антисейсмические пояса выполняют следующие функции: увеличивают сопротивляемость разрушению стен в углах и сопряжениях, препятствуют выпадению больших участков стен по высоте, препятствуют отрыву и обрушению наружных стен при толчке, направленном перпендикулярно к их плоскости, передавая возникающие в них силы на стены, параллельные направлению толчка. В этом случае роль антисейсмического пояса при действии сейсмических сил можно изучить по рис. 33, сближают периоды колебаний отдельных вертикальных конструкций, имеющих различную динамическую жесткость; обеспечивают пространственную работу здания, сохраняют кладку от таранного действия элементов перекрытия в местах их заделки в стену; обеспечивают жесткость перекрытия в своей плоскости, что позволяет

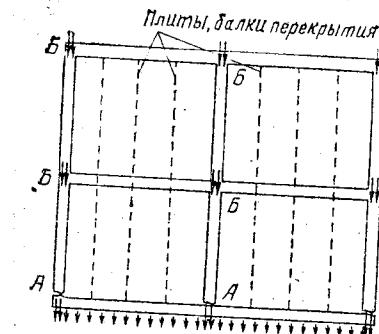


Рис. 33. Схема передачи усилий растяжения в узлах А, возникающих при отрыве стен, усилиям сжатия в узлах Б с помощью антисейсмических поясов

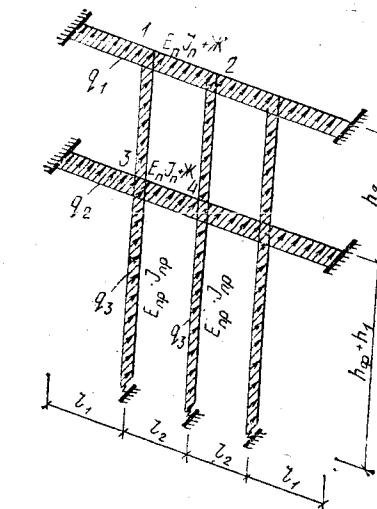


Рис. 34. Схема для расчета антисейсмических поясов

распределять сейсмические силы между вертикальными конструкциями равномерно.

В некоторых случаях роль антисейсмических поясов выполняют железобетонные обвязки перекрытий. Антисейсмические пояса или обвязки перекрытий устраивают в уровне перекрытий (покрытий) каждого этажа здания.

При применении сборно-монолитных железобетонных антисейсмических поясов необходимо надежноестыкование сборных элементов в двух уровнях пояса сваркой за-кладных деталей или арматурных выпусков.

Допускается также применение сборных железобетонных блоков-перемычек, которые укладываются по всем стенам и надежно соединяются в двух уровнях, об разуя железобетонные обвязки перекрытий (антисейсмические пояса).

Железобетонные антисейсмические пояса выполняются обычно шириной, равной толщине стен, но при толщине стен более 50 см допускается устраивать пояса шириной на 10—15 см меньше толщины стен. Высота железобетонных поясов принимается не менее 15 см. Они должны иметь продольную арматуру сечением, определяемым по расчету, но не менее 4 диаметром 10A-I при расчетной сейсмичности здания 7—8 баллов и 4 диаметром 12A-I при сейсмичности 9 баллов.

Схему для расчета антисейсмических поясов, учитывающую совместную работу перекрытия, антисейсмического пояса и стен, можно представить в виде рамы, стойками которой служат простенки, а ригелями — антисейсмические пояса совместно с перекрытиями (рис. 34).

Эта схема предусматривает, что стойки упруго заделаны в основании, а ригели жестко заделаны в местах пересечения с поперечными стенами. Рамы нагружены силами, перпендикулярными ее плоскости. В жесткость перекрытия включается жесткость пояса и она меняется в зависимости от конструкции перекрытия.

Сборные железобетонные перекрытия при отсутствии специальных связей, воспринимающих сдвигающие усилия между настилами, будут иметь незначительную жесткость. Жесткость перекрытий можно изменять применением различных соединений между настилами. Величина жесткости сборных перекрытий определяется экспериментально. Жесткость ригелей в принятой схеме складывается из жесткости пояса и перекрытия при обязательной анкеровке перекрытий в антисейсмические пояса.

Антисейсмический пояс верхнего этажа должен быть связан с нижележащей кладкой несущих стен анкерами, которые выполняются из арматурных стержней диаметром 6A-I, длиной 300 мм и устанавливаются с шагом не более 60 см в шахматном порядке на глухих участках стен и в простенках. Вместо анкеров можно устраивать в кладке гнезда размером 140×140 мм, глубиной 310 мм, с шагом 150—200 см. Гнезда армируются каркасом 4 диаметром 10A-I при 7—8 баллах и 4 диаметром 12A-I при 9 баллах, после чего заполняются бетоном марки M150 одновременно с бетонированием поясов.

Существенная роль в сейсмостойкости каменных зданий принадлежит перекрытиям (покрытиям), которые не только распределяют сейсмическую нагрузку между стенами и простенками, но и обеспечивают пространственную работу здания в результате их надежной связи со стенами.

В каменных зданиях перекрытия чаще всего выполняются из железобетонных пустотных настилов, опираемых, как правило, на продольные стены, хотя более предпочтительны перекрытия в виде монолитных или сборных железобетонных панелей, опирающихся на стены по всему контуру. Глубина заделки (опирания) настилов в

несущие стены должна быть не менее 12 см при обязательной связи с антисейсмическим поясом.

При действии горизонтальных сил сборные перекрытия должны отвечать требованиям, предъявляемым к железобетонным перекрытиям, т. е. выполнять роль жестких диафрагм. В панелях перекрытий и швах между ними возникают нормальные усилия (перпендикулярно направлению продольных швов между панелями) и перерезывающие силы (параллельно швам между панелями). Восприятие нормальных и перерезывающих сил в сборных железобетонных покрытиях зависит от способа соединения сборных элементов как между собой, так и со стенами.

Между элементами настила, а также между настилом и стеной возникают растягивающие и сдвигающие усилия. Растягивающие усилия могут быть восприняты специальными пред назначенными металлическими связями. Сдвигающие усилия воспринимаются сцеплением раствора или бетона, которыми заполняют пазы, с элементами настила и бетонными шпонками в швах между настилами, распределенными равномерно по всей длине, или широкими металлическими накладками.

В тех случаях, когда устройство связей, воспринимающих растягивающие усилия между настилами, становится трудоемким, эти связи заменяют железобетонными обвязками по контуру перекрытия, расположенные в плоскости перекрытия. Обвязки замоноличивания армируются плоскими сварными каркасами, что имеет несомненное преимущество перед укладкой отдельных стержней. Минимальная ширина обвязки (14 см) обеспечивает возможность установки двух каркасов.

Заанкеривание панелей перекрытий в обвязки замоноличивания при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов обычно осуществляется с помощью замкнутых петель. Образуются они на торцах настилов следующим образом. В нижней зоне торцов предусматриваются выпуски арматуры, а в верхней зоне закладные детали, к которым после установки арматурных каркасов поясов привариваются изогнутые анкеры диаметром 8A-I двусторонними сварными швами ( $h_{ш}=4$  мм,  $l_{ш}=50$  мм). Внизу анкера крепятся к арматурным выпускам сваркой ( $h_{ш}=4$  мм,  $l_{ш}=90$  мм).

Железобетонные обвязки используют также для устройства соединений между пристенной плитой перекрытия

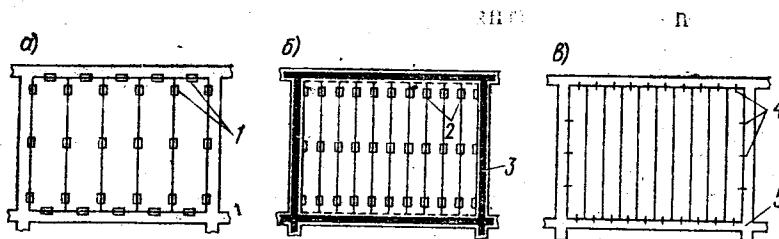


Рис. 35. Классификация перекрытий в зависимости от ширины настила и конструктивных мероприятий

1 — связи, воспринимающие усилия сдвига и растяжения; 2 — связи, воспринимающие усилия сдвига; 3 — железобетонная обвязка, воспринимающая усилия растяжения; 4 — анкеровка настила в антисейсмический пояс; 5 — антисейсмический пояс.

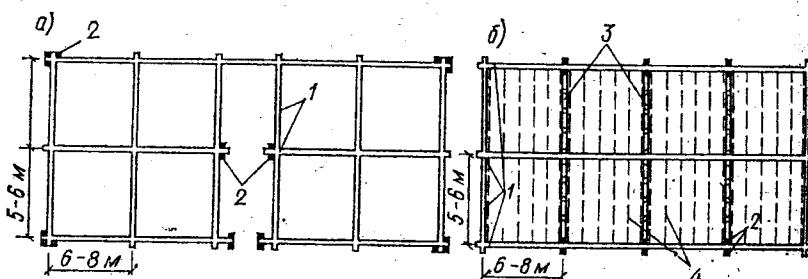


Рис. 36. Схемы деревянных зданий для сейсмических районов  
а — рубленые; б — каркасно-рубленые; 1 — рубленые стены; 2 — сжимы; 3 — каркасные (ненесущие) стены; 4 — балки перекрытия

тия и стеной, поэтому в практике проектирования они не редко называются обвязками замоноличивания. Ширина обвязки или нежесткого антисейсмического пояса назначается не менее 14 см, количество же арматуры вдоль стены должно соответствовать расчетным растягивающим усилиям.

Обычно при действии горизонтальных сил в плоскости перекрытия наиболее сложным является восприятие сдвигающих усилий в местах сопряжений перекрытий с ненесущими стенами. В этом случае отсутствие связи между стеной и настилом, точнее отсутствие связей, воспринимающих усилия растяжения между стеной и настилом, может быть в некоторой мере компенсировано устройством на ненесущих стенах жестких антисейсмических поясов взамен обвязок.

Можно выделить три типа устройства связей в сборных перекрытиях (рис. 35).

I тип — перекрытия с широкими плитами настила. Связи, предусмотренные для таких настилов в местах сопряжения настилов со стенами и между собой, должны воспринимать усилия сдвига и растяжения (рис. 35, а). Подобными связями могут явиться либо широкие стальные накладки на сварке, либо сочетание в одном узле отдельных элементов, воспринимающих усилия сдвига и усилия растяжения.

II тип — перекрытия с широкими или узкими настилами и железобетонной обвязкой (рис. 35, б). В этом случае связи в сопряжениях настилов со стеной и между собой воспринимают только усилия сдвига, растягивающие усилия воспринимаются обвязкой, которая армируется тем же количеством арматуры, что и антисейсмические пояса.

Указанная система имеет немало преимуществ с точки зрения технологии монтажных работ. В качестве связей, воспринимающих усилия сдвига, используются шпонки, в том числе шпонки в пределах защитного слоя по боковой грани настила или так называемый прерывистый паз.

III тип — перекрытия с узкими плитами настила и антисейсмическим поясом. В этом случае растягивающие и сдвигающие усилия воспринимаются жесткими антисейсмическими поясами (рис. 35, в).

Перемычки в каменных зданиях должны устраиваться, как правило, на всю толщину стены и заделываться в кладку на глубину не менее 350 мм. При ширине проема до 1,5 м заделка перемычек допускается на 250 мм. Балки лестничных площадок следует заделывать в кладку на глубину не менее 250 мм и заанкеривать.

Необходимо предусматривать надежные крепления ступеней, косоуров, сборных маршей между собой и со стенами, а также связь лестничных площадок с перекрытиями. Устройство консольных ступеней, заделанных в кладку, не допускается. Дверные и оконные проемы в каменных стенах лестничных клеток при расчетной сейсмичности 8—9 баллов должны иметь, как правило, железобетонное обрамление.

**Деревянные здания.** Дерево применяется либо в основных несущих конструкциях (дома, собранные из отдельных бревен или из цельных сборных элементов — щитов), либо для усиления построек, выполненных из других, менее сейсмостойких материалов (из дерева вы-

полняются каркас, антисейсмические пояса, сквозные деревянные прокладки и т. д.).

Здания, у которых несущие конструкции выполнены целиком из дерева, могут быть разделены на три группы:

рубленые — здания, выполненные из отдельных бревен «в чашку» или «в лапу» или из брусьев. Для того чтобы избежать стыков бревен в пролетах, расстояние между поперечными стенами в таких зданиях следует принимать 6—8 м (рис. 36, а);

каркасно-рубленые — несущие стены выполнены рублеными, а ненесущие — каркасными с дощатой обшивкой (рис. 36, б). Расстояние между поперечными стенами в домах этой конструкции также диктуется длиной бревен и принимается 6—8 м;

сборно-щитовые, составляемые из отдельных щитов, которые соединяются между собой гвоздями и обвязками.

В каркасных зданиях несущим является деревянный каркас, а заполнение выполняется из различных материалов.

Пространственная жесткость в деревянных зданиях обеспечивается: компоновкой здания или сооружения таким образом, чтобы коробка была начинена достаточным количеством продольных и поперечных стен, расположенных на равных или близких расстояниях одни от других и по возможности симметрично относительно главных осей, что позволяет равномерно распределить жесткости;

повышением жесткости основных несущих элементов в их плоскости;

обеспечением прочного крепления вертикальных конструкций между собой, что достигается усилием верхних венцов в углах здания, а также креплением вертикальных конструкций здания с горизонтальными диафрагмами перекрытий. Это достигается соединением балок перекрытия со стенами с помощью плотных врубок типа «сковородня» с дополнительным креплением в 9-балльных районах стальными связями из полосового железа;

прочным креплением стен к фундаментам (цоколю), что имеет для деревянных зданий особо важное значение не только из соображений увеличения пространственной жесткости здания, но и как предупреждение возможного скольжения здания относительно фундаментов при действии горизонтальных сейсмических сил. В практике

строительства обычным конструктивным приемом является крепление нижних венцов рубленых стен и нижней обвязки каркасных зданий с помощью анкерных болтов, надежно заделанных в фундаменты. В этом случае анкерные болты ставятся обязательно у углов и пересечений стен, а при двухэтажных зданиях и в промежутках между поперечными стенами в местах расположения стоек или сжимов. Для связки между рублеными стенами и фундаментами анкеры пропускаются в сруб на один-два венца выше. Так как анкеры при землетрясении работают в основном на растяжение и срез, стремясь либо выдернуться, либо разрушить фундамент, то глубину их заделки следует назначать в зависимости от материала фундамента;

устройством безраспорной системы стропил, надежно скрепленных с вертикальными несущими конструкциями здания.

Выполнение перечисленных требований обеспечивается следующими конструктивными мероприятиями. В рубленых зданиях созданием надежного крепления в местах сопряжений стен в результате постановки связей или рубкой стен «с остатком» (рис. 37). Обычная рубка без остатка, как показывают результаты последствий землетрясений, не дает гарантии прочности и жесткости сопряжений. Для восприятия скальвающих усилий вдоль волокон остаток или выпуск концов бревен должен иметь длину не менее 25 см.

В двухэтажных зданиях при сейсмичности 9 баллов углы и пересечения стен следует крепить сжимами-стойками, устанавливаемыми с обеих сторон стен и соединяемыми между собой и со стенами сквозными болтами.

Сжимы следует по возможности устраивать неразрезанными на оба этажа. В тех же случаях, когда необходимо устройство стыков, они располагаются вразбежку, конструируются вполдерева и соединяются болтами (рис. 37, б) или стальными хомутами. Для сплочения брусьев в стене устанавливают нагели или шипы. Нагели обычно выполняются стальными, а шипы — из прочных пород дерева. Нагели и шипы должны входить в смежные венцы сруба не менее чем на 5 см (за вычетом зазора на осадку сруба). Нагели и шипы, кроме расстановки по длине, должны устанавливаться у углов и пересечений стен, вблизи оконных и дверных проемов, а также с обеих сторон стыка бревен.

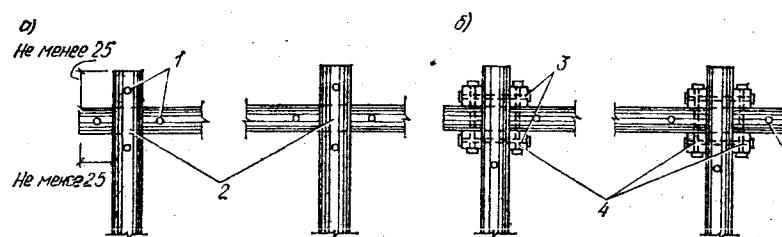


Рис. 37. Соединение стен рубленых зданий

а — нагелями; б — болтами и сжимами; 1 — нагели или шипы; 2 — рубка с остатком «в обло»; 3 — двусторонние сжимы; 4 — внутренние стойки сжимов ставят только при большой высоте помещений; 5 — нагель

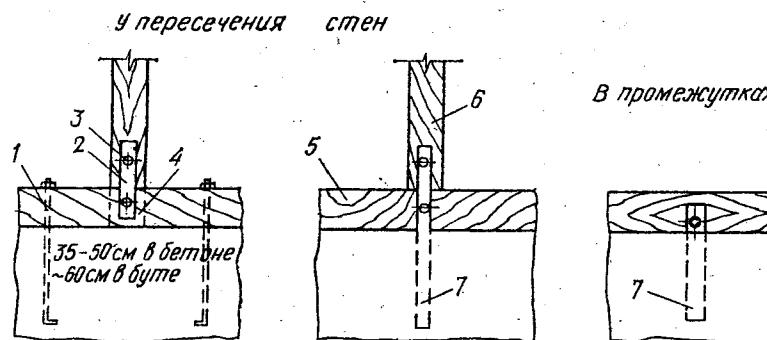


Рис. 38. Крепление стоек каркасных зданий

1 — анкер Ø 12—10; 2 — полоса Ж-30; 3 — болт Ø 12—10; 4 — сквозной шип; 5 — нижняя обвязка; 6 — стойка каркаса; 7 — анкер из полосового железа

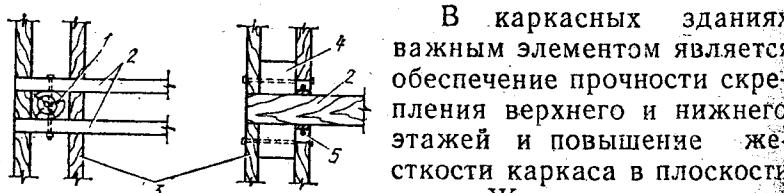


Рис. 39. Крепление балок перекрытий к стойкам

1 — стойка каркаса; 2 — балка перекрытия; 3 — обвязка каркаса; 4 — бобышка; 5 — уголок из полосового железа

а соединение верхнего и нижнего этажей — постановкой специальных креплений или также косой обшивкой. Соединение элементов каркаса в узлах и соединение

с нижней обвязкой, заанкеренной в фундамент, должны обеспечить восприятие зданием знакопеременных усилий. Для соединения узлов возможны решения с применением болтов, гвоздей, хомутов и накладок.

Выбор типа деревянных элементов зависит от расчетного усилия, сечения скрепляемых элементов и общей конструкции узлов. Обычно основные стойки и раскосы крепят к нижней обвязке хомутами из полосовой стали и болтами (рис. 38), а к междуэтажным обвязкам — сквозными болтами подобно креплению балок междуэтажного перекрытия к промежуточным стойкам (рис. 39).

Связь каркаса с перекрытием лучше всего осуществлять непосредственным соединением балок с промежуточными стойками. В этом случае балки перекрытия как бы выполняют роль ригелей рамных конструкций, а промежуточные балки скрепляются с обвязками.

Очень важно для сейсмостойкости каркасных зданий облегчение веса заполнения стен и надежное крепление его с элементами каркаса. Способ соединения материалов заполнения с каркасом зависит от вида заполнителей. При заполнениях из штучного кирпича основное внимание необходимо уделять обеспечению связи между элементами каркаса и заполнением.

В сборно-щитовых зданиях главным является обеспечение пространственной жесткости коробки здания в целом. Учитывая, что стандартные сборные дома значительно отличаются одни от других по конструкции, остановимся только на некоторых общих требованиях, которые необходимо соблюдать при проектировании этих зданий для сейсмических районов:

нижнюю обвязку следует центрировать относительно фундамента и необходима их надежная связь;

должно быть обеспечено взаимное крепление отдельных сборных щитов, образующих наружные стены, особенно в углах. Дополнительное крепление щитов осуществляется либо увеличением количества косо забитых гвоздей, либо двусторонними соединительными планками из полосовой стали, прибываемыми по верху и по низу щитов, а в углах — постановкой двусторонних уголков из полосового железа через 0,8—1 м по высоте;

внутренние перегородки должны быть сквозными; в местах сопряжений перегородок и наружных стен их связывают между собой, по верху щитов установкой двусторонних угловых связей из полосового железа на гвоздях;

по верху щитов, в уровне перекрытий следует устраивать деревянные антисейсмические пояса из досок, уложенных плашмя, которые должны быть прочно соединены с обвязками;

чердачные перекрытия должны быть возможно более жесткими в горизонтальной плоскости. Для этого по верху балок устанавливают диагональные связи из досок;

концы балок перекрытий, а также пристенные балки должны быть заанкерены к поясам и обвязке, например, с помощью парных уголков на гвоздях;

мауэрлаты желательно прибивать непосредственно к балкам чердачного перекрытия, причем их необходимо скреплять в стыках по длине и в углах. Кроме того, мауэрлаты должны быть раскреплены угловыми досками, создающими жесткость;

конструкция покрытия должна не допускать передачу распора на стены и обеспечить его пространственную жесткость. Для этого необходимо вводить раскосы, а нижние концы стропил крепить к мауэрлатам уголками на гвоздях.

Кроме того, в 9-балльных районах рекомендуется устраивать в зданиях по всему контуру стен непрерывные обвязки из полосовой стали, связанные гвоздями с верхними обвязками щитов.

**Здания со стенами из местных материалов.** Применение их в сейсмических районах крайне ограничено нормами. В городах и поселках строительство жилых домов со стенами из сырцового кирпича, самана и грунтоблоков запрещается. В сельских населенных пунктах, размещаемых в районах сейсмичностью до 8 баллов, строительство одноэтажных зданий из этих материалов допускается при условии усиления стен деревянным антисептированным каркасом с диагональными связями.

Однако имеющийся в эксплуатации жилой фонд широко представлен зданиями именно этого типа. Строительство и реконструкция домов, находящихся в личной собственности граждан, также осуществляются с применением этих материалов. Наконец, оказание помощи со стороны Советского Союза слаборазвитым странам, где широко распространено строительство из местных материалов, требует более подробного освещения и изучения конструктивных решений зданий с применением этих материалов.

Значение этой задачи особенно возросло в условиях

топливного кризиса, который выдвинул проблему разработки энергосберегающих технологий.

Один из наиболее реально достижимых путей снижения энергозатрат — возвращение к забытым традиционным строительным материалам, таким как сырцовые кирпичи и блоки из земли.

Например, половина населения в развивающихся странах живет в домах, полностью или частично возведенных из земляных материалов различных видов. Однако интерес к строительству из этого материала проявляется и в индустриально развитых странах: США, Франции, ФРГ. Так, в США в настоящее время насчитывается 175 000 домов из земляных блоков и наблюдается тенденция к увеличению их числа. Наибольшее распространение этот способ получил в жарких, пустынных районах США, где для их производства используют специальные формовочные машины, которые, двигаясь, укладывают за собой на открытом пространстве блоки сырца, которые затем высыхают под солнцем. Недостатком зданий из этого материала является их малая сопротивляемость воздействию влаги; другой их недостаток — малая сопротивляемость сейсмическим воздействиям. Обследования, проведенные после землетрясений, показывают, что они больше других пострадали в результате сейсмических толчков; большинство таких зданий в эпицентральной зоне полностью потеряли устойчивость, а конструктивные элементы потеряли несущую способность.

Исторически сложилась практика добавления соломы в раствор при изготовлении земляных блоков. Исследования, проведенные в СССР, США, Франции и других странах, показали, что добавление небольших порций цемента в значительной степени повышает их прочность и теплопроводность без ощутимого повышения стоимости. Добавление же 2 % асфальта позволяет получить землеблок, стойкий к воздействию влаги.

Применение подобных асфальтоземляных блоков при строительстве индивидуальных домов в Калифорнии показало, что их стоимость и соответственно стоимость энергозатрат по меньшей мере в 3 раза дешевле стоимости зданий из красного кирпича.

В СССР накоплен определенный опыт строительства домов в сейсмически активных районах с использованием недорогих местных строительных материалов, прежде всего земли в качестве стенового материала.

Проблема восстановления таких домов требует экономического и технического обоснования и имеет большое народнохозяйственное значение. Пока дальнейшее расширение области применения местных материалов в СССР, как правило, распространяется на здания с так называемой чисто экономической ответственностью, т. е. на здания, обрушение которых не связано с гибелью людей. Продолжение исследований по предварительной оценке «сейсмического риска» позволит определить оптимальные затраты на антисейсмическое вооружение, в том числе для зданий из глиняных материалов, и тем самым уточнить область их рационального применения, распространив ее на здания различного назначения.

К числу общих требований к этим объектам [61] при необходимости их усиления относятся:

установка с наружной стороны стены деревянных стоек и с обеих сторон стены под карнизом горизонтальных обвязок из досок, соединенных стяжными болтами;

устройство с обеих сторон внутренней и наружной стен деревянных обвязок, соединенных стяжными болтами, в уровне прогонов, на которые опираются балки перекрытия;

устройство деревянного каркаса с наружной стороны стен, объединенного через перекрытие с параллельно расположенной стеной;

установка стоек для усиления проемов.

Если учесть дешевизну, низкую энергоемкость и широкую доступность возведения домов из местных материалов, то это направление может получить дальнейшее развитие.

### 3. Здания со специальными системами сейсмозащиты

Стремление людей уменьшить трагические последствия землетрясений строительством добротных сооружений известно с древних времен. Основываясь на опыте землетрясений, еще древние зодчие при возведении зданий и сооружений предусматривали простейшие сейсмо-защитные мероприятия.

Ранние попытки сейсмозащиты зданий от разрушительных действий землетрясений относятся к III—VII вв. Так, в основании стен некоторых сохранившихся памятников архитектуры, а также по археологическим раскопкам в зданиях древних городов и других населен-

ных пунктов Средней Азии обнаружены мягкие прокладки на уровне верха фундаментов, сыгравшие роль сейсмоизолирующих элементов. В качестве прокладки в большинстве случаев использованы камышитовые подушки, реже пластичные глины и другие легкодоступные местные материалы.

Существует несколько вариантов размещения антисейсмических подушек, но принцип применения этих эластичных конструкций, как основная идея антисейсмических мероприятий, остается неизменным. Исходя из этого принципа зодчие Средней Азии доводили толщину швов в кладке почти до толщины самого кирпича.

Ряд кирпича, который располагался на стыке фундамента и цоколя и укладывался на тощем растворе, зачастую более низкой прочности, чем ганчевый раствор в обычной кладке, способствовал раскрытию трещин в основании стен для снижения усилий в остальной кладке.

Высокими пластическими свойствами обладают и хорошо замешанные глиняные растворы при условии сохранения ими соответствующей влажности. Даже в условиях знойного лета в Средней Азии хорошо замешанная «вызревшая» чистая глина не пересыхает под 40—50-см слоем лёссовой засыпки.

Несколько иное воплощение той же идеи встречается в других сооружениях древности. Так, под мавзолеем Султана Санджара в старом Мерве квадратный в плане фундамент выполнен в виде нижней половины усеченной пирамиды, опрокинутой основанием вверх, и таким образом углубляясь в котлован, он не расширяется, как это обычно в нашем представлении, а постепенно уменьшается по периметру. Фундамент выведен гладкой кладкой с внешней стороны и ступеньками — с внутренней. Грунт, в который помещен фундамент, — глина, загружавшаяся в котлован, уплотнялась по мере того, как кладка выводилась вверх. Этот фундамент можно рассматривать как прообраз фундаментов в виде кинематических опор. При строительстве мавзолеев Тахт-и-Сулейман, Чупан-Ата в скалистом грунте были выбиты котлованы соответствующего размера, которые заполнялись лёссовым суглином, рыхлой землей, песком, и фундамент возводился уже по ним, что позволяло, во-первых, снять концентрацию напряжений, которая могла возникнуть в фундаментах при их непосредственном опирании на скалу, во-вторых, вследствие относительно высокой пластичности глиняная

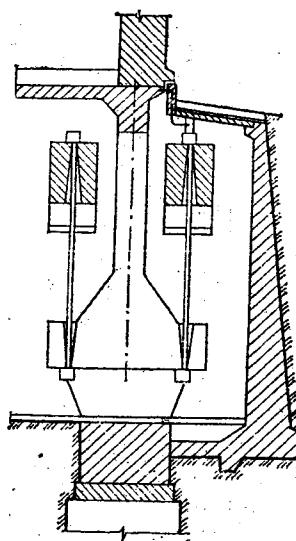


Рис. 40. Конструкция фундамента с подвесными опорами (СССР)

щалась по основанию, пострадали слабее, чем сооружения, у которых надземная часть была жестко закреплена в основании. В предложениях М. Вискордини, опубликованных в 1925 г., изложены описания конструкций катковых опор и колонн со сферическими верхними и нижними концами.

Однако дальнейшее развитие способа снижения инерционных сил на надфундаментную часть здания получили в последнее время. Способ сейсмозащиты зданий устройством изолирующих прокладок находит все более массовое применение как в зарубежной практике, так и в СССР. Характерно, что на последних международных и европейских конференциях по сейсмостойкому строительству этой проблеме было посвящено много докладов [158, 159]. Можно выделить следующие направления в области создания специальных конструкций по сейсмо-защите зданий или, так называемых, систем «активной» сейсмозащиты:

1) конструкции с подвесными опорами. Они представляют собой специально сконструированный фундамент (рис. 40), который позволяет подвесить здание на тяжах

подушка частично гасила наиболее опасные для жестких сооружений высокочастотные колебания грунта при землетрясениях.

Строителями более поздних периодов времени также нередко применялись подобные простые способы, направленные на смягчение механического воздействия колеблющегося во время землетрясений фундамента на надземную часть зданий. Дальнейшее их использование проверялось на основе результатов инженерного анализа последствий землетрясений. Так, при землетрясении в Ассаме (Индия), как отмечал Р. Джоши [43, 155], сооружения, у которых надземная часть конструкции в целом свободно перемещалась по основанию, пострадали слабее, чем сооружения, у которых надземная часть была жестко закреплена в основании. В предложениях М. Вискордини, опубликованных в 1925 г., изложены описания конструкций катковых опор и колонн со сферическими верхними и нижними концами.

Однако дальнейшее развитие способа снижения инерционных сил на надфундаментную часть здания получили в последнее время. Способ сейсмозащиты зданий устройством изолирующих прокладок находит все более массовое применение как в зарубежной практике, так и в СССР. Характерно, что на последних международных и европейских конференциях по сейсмостойкому строительству этой проблеме было посвящено много докладов [158, 159]. Можно выделить следующие направления в области создания специальных конструкций по сейсмо-защите зданий или, так называемых, систем «активной» сейсмозащиты:

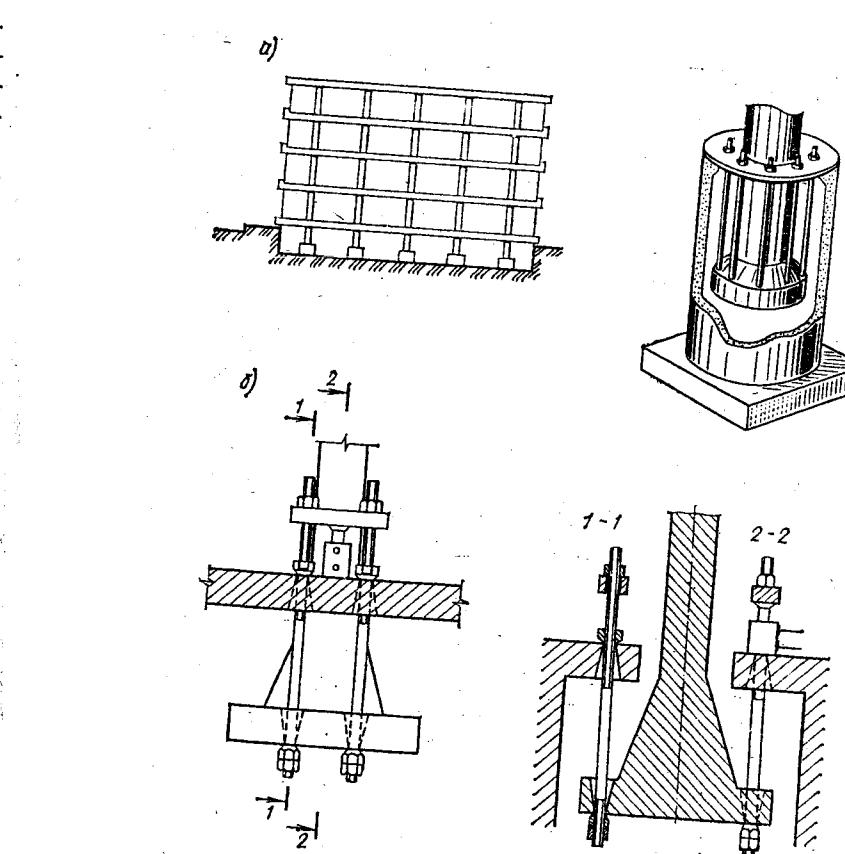


Рис. 41. Варианты конструкций фундаментов на тяжах  
а — Мексика; б — Япония

Подобные решения встречаются и в зарубежной практике, например в Мексике (рис. 41, а) и Японии (рис. 41, б). Такие опоры не получили широкого применения в практике сейсмостойкого строительства из-за высокой стоимости сейсмоизолирующей части;

2) конструкции с катковыми опорами. Они отличаются большим разнообразием решений. Впервые катковая опора с гидравлическим демпфером, способным обеспечить периодичность колебаний здания, была предложена Бернарски [158]. Затем появились многочисленные решения в СССР [73, 139], Японии [9, 157], Чили [79], Румынии [159] и других странах. Одно из характерных решений катковых опор приведено на рис. 42. Общим

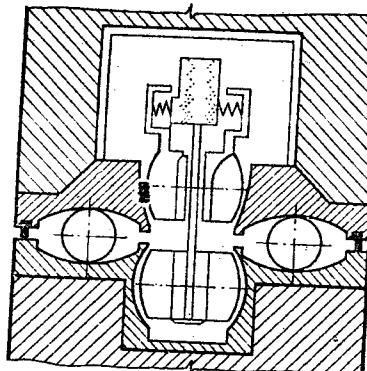


Рис. 42. Конструкция опор на катках

этому для увеличения затухания зазоры между сферическими поверхностями катка и поверхностями фундаментной плиты часто засыпают грунтом или другим материалом;

3) конструкции с односторонними выключающимися или включающимися связями. Идея этих конструкций состоит в том, что система во время землетрясений односторонним изменением жесткости (периода собственных колебаний) избегает попадания в резонанс на какой-либо доминантной частоте сейсмического воздействия. У системы с выключающимися связями [2, 3] начальная жесткость намного превышает конечную жесткость после выключения связей. Выключение связей происходит по достижении нагрузкой проектного значения, при котором основные несущие элементы здания работают еще в упругой стадии. У системы с включающимися связями [6] имеются дополнительные упругие элементы, которые принимают участие в работе по достижению перемещений несущими элементами определенной заданной величины. При этом начальная жесткость системы всегда меньше жесткости совместно с дополнительными элементами.

Вследствие конструктивных особенностей системы с выключающимися связями могут найти применение в районах, где грунтовые условия способствуют проявлению сейсмических воздействий с преобладающей высокочастотной составляющей, а системы с включающимися связями в районах, где преобладают низкочастотные со-

для них является наличие подвижных и окаймляющих элементов, взаимодействие которых создает возвращающие силы при смещении. Использование таких опор позволяет увеличить период собственных колебаний систем и снизить сейсмические нагрузки. Основным недостатком катковых систем является низкая затухаемость колебаний, что заставило их авторов использовать различные демпфера в качестве обязательного элемента этих систем. Помимо этого для увеличения затухания зазоры между сферическими поверхностями катка и поверхностями фундаментной плиты часто засыпают грунтом или другим материалом;

ставляющие сейсмических воздействий. В некоторых работах, например [9], показано, что при узкополосном спектре воздействия эффективно применение динамических гасителей в верхней части здания, которые имеют небольшую массу (1 % массы сооружения) и тем не менее уменьшают резонансные амплитуды колебания в 3~5 раз;

4) конструкции с гасителями колебаний между фундаментом и опорными частями зданий. В США, Японии [156] в качестве гасителей колебаний использовались гидравлические демпферы, которые из-за сложности их изготовления и высокой стоимости не получили широкого применения.

Новозеландские специалисты использовали экструдционные поглотители, основанные на протягивании свинца через отверстие во время колебаний, а румынские — поглощение энергии эластомерами. Специальные слоистые опоры с повышенными энергопоглощающими свойствами разработаны во Франции [5], США и Малайзии. В СССР к этим разработкам относится решение [112], обеспечивающее повышение сейсмостойкости каркасных зданий со стволами жесткости.

Основным элементом для всех гасителей, как правило, служили элементы, изготавляемые из мягкой стали (рис. 43), которые при пластических деформациях способны поглощать значительное количество энергии. Другим вариантом снижения инерционных нагрузок на надфундаментную часть здания является устройство демпферов сухого трения, расположенных между элементами здания. Принципы их работы изложены в [83], а исследование конкретных типов демпферов сухого трения для зданий и сооружений различных конструктивных схем в работах [38] и др.;

5) конструкции с повышенными диссилиативными свойствами в виде сейсмоизолирующего скользящего пояса в фундаменте. Эти конструкции, как и с гидравлическими демпферами или специальными слоистыми опорами, позволяют значительную часть энергии, передаваемой от основания сооружению, необратимо затратить на работу специальных элементов, расположенных между фундаментом и опорными частями зданий. В них могут накапливаться остаточные смещения от разного рода воздействий, в том числе и сейсмических. Остаточные смещения могут достичь значительной величины

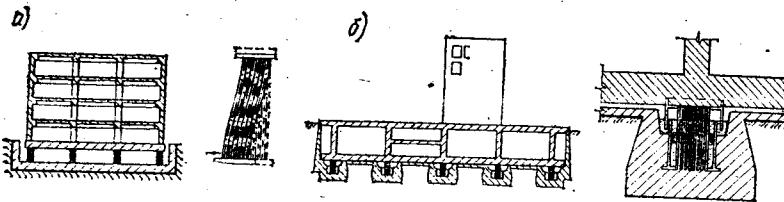


Рис. 43. Варианты конструкций опоры с гасителем колебаний в виде набора элементов, изготавляемых из мягкой стали.

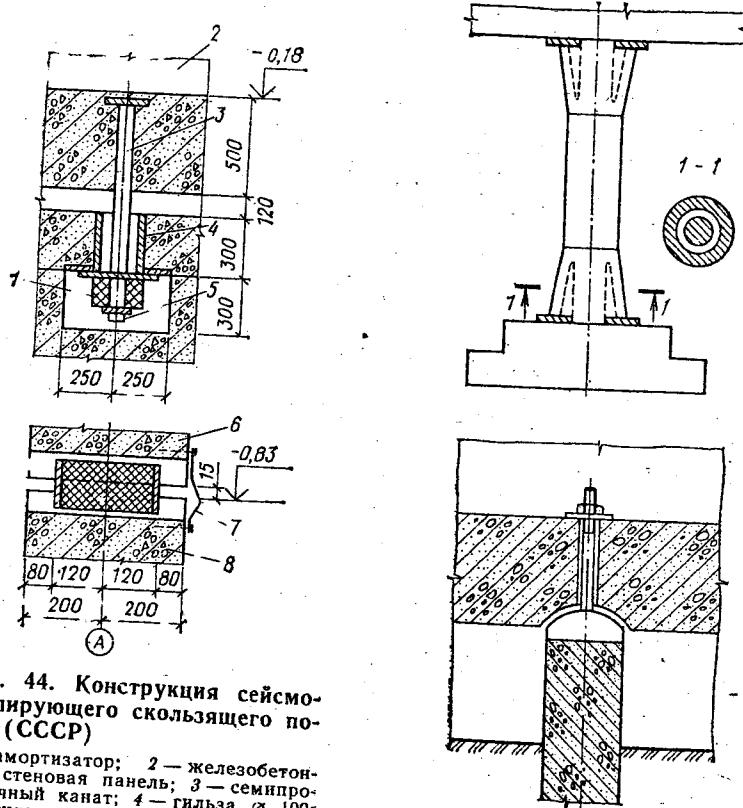


Рис. 44. Конструкция сейсмозащищющего скользящего пояса (СССР)

1 — амортизатор; 2 — железобетонная стеновая панель; 3 — semi-приварочный канал; 4 — гильза  $\phi 100$ ; 5 — гильзостержневой анкер; 6 — ростр; 7 — оцинкованная криволинейная сталь (прикреплять дюбелями); 8 — стена подвала

Рис. 45. Конструкция свайных фундаментов с высоким ростверком

должны устраиваться в процессе эксплуатации сооружения. Подобное решение использовано при строительстве в г. Фрунзе [91] и показано на рис. 44;

6) специальные конструкции свайных фундаментов с высоким ростверком и повышенными диссипативными свойствами. Некоторые конструктивные решения, разработанные японскими специалистами, показаны на рис. 45. Подобные конструкции разработаны и в СССР. При этом ростверк здания с жесткой конструктивной схемой на свайных фундаментах располагается не на поверхности грунта, а на некоторой высоте от него и сопряжен со сваями с помощью конструктивного узла, который снимает изгибающие моменты и допускает поворот оголовка свай относительно ростверка. В отличие от зданий с первым «гибким» этажом диссипативные свойства в зданиях на свайных фундаментах будут выше, что достигается дополнительным рассеиванием энергии на поверхностях контакта свай с грунтом. При этом в них не происходит концентрации напряжений в местах жесткого защемления верха свай в ригели, а низа стоек — в фундаментах, что приводит к раннему развитию пластических деформаций в этих узлах и превращению системы в мгновенно изменяемую при некотором превышении расчетных нагрузок;

7) экранирование зданий. Идея его состоит в том, чтобы с помощью традиционных строительных материалов изолировать здания от разрушительного действия землетрясений за счет неодинакового распространения сейсмических волн в различных средах. Наличие экранирующего фундамента под зданием и экранирующего пояса по периметру здания позволяет значительно снизить эффект сейсмического воздействия на него. В [67] даны рекомендации по выбору экранирующего фундамента для конкретных грунтовых условий;

8) предварительное натяжение арматуры в стыках наружных стен. Оно, с некоторыми оговорками, также может быть отнесено к специальным системам сейсмозащиты. Это решение (разработка Л. С. Махвиладзе) в настоящее время используется в экспериментальном строительстве.

Применение систем с натяжением арматуры в стыках наружных стен (арматура во внутренних стенах при этом не натягивается и в них применяются обычные стыковые соединения) должно быть ограничено районами

сейсмичностью 7 и 8 баллов и зданиями соответственно высотой девять и пять этажей. Минимально необходимое количество арматуры в стыках панелей наружных стен должно устанавливаться на основании специальных исследований, причем особое внимание должно быть уделено контролю за уровнем натяжения арматуры и за качеством замоноличивания стыков в местах ее размещения.

Сооружения со специальными системами сейсмозащиты до настоящего времени не нашли массового применения в связи с отсутствием технических средств и материалов, позволяющих обеспечить их массовое изготовление и монтаж зданий, ввиду отсутствия единой системы технико-экономической оценки этих решений, включая недостаточную сейсмологическую информацию и неполноту данных для использования решений определяемых понятием «сейсмический риск».

Кроме этого, массовое использование систем активной сейсмозащиты налагает ряд обязательных дополнительных требований, а именно: повышение качества строительства при выполнении указанных систем и ужесточение контроля за их приемкой, тщательное соблюдение требований их эксплуатации и ремонта, обеспечение более жестких мер предупреждения возможных деформаций от других воздействий, например просадки и др.

Это новое направление в сейсмостойком строительстве принципиально отличается от принятого, которое предусматривает обеспечение надежности и экономичности в основном благодаря совершенствованию конструктивных решений и оптимальному сейсмовооружению.

#### 4. Методы оценки эффективности мероприятий по обеспечению сейсмостойкости зданий и сооружений

Методы расчета конструкций на сейсмические воздействия являются пока еще достаточно условными, а расчетные коэффициенты полуэмпирическими. Поэтому при разработке новых конструктивных решений зданий нельзя ориентироваться только на расчет. Необходимы также экспериментальные исследования и анализ последствий землетрясений, на основе которыхрабатываются конструктивные мероприятия по антисейсмической защите зданий и сооружений.

Наряду с инженерным анализом результатов обследования зданий и сооружений после землетрясений при изучении их сейсмостойкости широко используются экспериментальные методы, которые охватывают: изучение поведения сооружения в натуральную величину под действием различных динамических нагрузок; исследование на моделях поведения сооружений под действием нагрузок типа сейсмических; исследование поведения натуральных зданий и сооружений при землетрясениях.

Созданные за последнее время мощные установки, воспроизводящие динамические воздействия в широком диапазоне частот, чувствительная аппаратура для регистрации смещений, скоростей и ускорений при сейсмических и других динамических воздействиях, разработка динамической теории подобия [72] и накопление записей сильных землетрясений позволяют развивать эти исследования по всем трем направлениям, которые дополняют одно другое.

Изучение динамических характеристик сооружений, выполненных в натуральную величину. Обычно при измерении колебаний зданий используется метод многократного исследования колебаний сооружений, разработанный С. В. Медведевым [63]. Колебания зданий создаются с помощью сейсмовзрывных воздействий, раскачиванием зданий вибромашинами, установленными на перекрытиях, приложением статических нагрузок к зданию в уровнях перекрытий и мгновенным их сбросом и, наконец, в результате различных динамических нагрузок, передаваемых зданию через грунт и вызывающих его колебания.

Исследования на сооружениях в натуральную величину более достоверны, чем исследования на моделях, но они трудоемки, дороги и сложны в части воспроизведения необходимой возмущающей силы.

Наиболее просто было бы определять реакцию сооружения с помощью воздействия мгновенного импульса ускорения на его основание. При исследованиях на объектах в натуральную величину этот метод практически невозможен. Следует также иметь в виду, что спектры импульсов существенно отличаются в различных грунтовых условиях. В последнее время предприняты попытки созданием серии взрывов получить внешние воздействия, наиболее близко совпадающие с землетрясением.

Изучение воздействий сейсмовзрывных колебаний на

здания проводились в Армении [41], на полигонах в Казахстане [31], Таджикистане и Узбекистане, а с помощью вибромашин — в различных районах страны [140]. В ближайшее время предусматривается провести комплекс таких работ в Петропавловске-Камчатском, Тбилиси, Фрунзе и других городах с использованием взрывов и других динамических воздействий на здания, имеющие различные типы сейсмозащиты.

В каждом отдельном случае полученные результаты представляют интерес, но, учитывая высокую стоимость этих экспериментов и различные условия для их проведения, следовало бы сгруппировать все аналогичные исследования на одном полигоне.

Определение фактических периодов собственных колебаний и декрементов колебаний позволяет не только точнее установить динамические характеристики сооружения, обычно определяемые расчетом, но и накопить материал в качестве эталонов для сравнения при последующей оценке инструментальным методом степени деформированности (поврежденности) зданий.

В табл. 33 приведены периоды собственных колебаний зданий и сооружений наиболее характерных типов, измеренные различными исследователями, благодаря которым можно оценить достоверность аналогичных величин, полученных расчетом.

Обобщение результатов экспериментальных исследований позволило создать эмпирические формулы для определения периодов собственных колебаний сооружений  $T$  в зависимости от размеров сооружения в плане, высоты сооружения, площади и механических свойств стен, характеристик грунтов в основании, несущей конструкции сооружения и др.

Так, для зданий с жесткой конструктивной схемой предложены следующие эмпирические зависимости:

$$\begin{aligned} T &= 0,0905 - \bar{\mu} \sqrt{b}; \quad T = \alpha \bar{n}; \\ T &= \frac{CH\phi K}{V_{bg}}; \quad T = \bar{n} (0,07 \dots 0,09); \\ T &= 0,3 \frac{H}{\sqrt{V_{bg}}}; \quad T = 0,017H, \end{aligned} \quad (66)$$

где  $b$  — ширина или длина здания, м;  $\bar{\mu} = H/b$ ,  $H$  — высота здания, м;  $\bar{n}$  — число этажей;  $\alpha$  — коэффициент, зависящий от конструкции

ТАБЛИЦА 33. ДИНАМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Назначение здания, конструктивное решение	Число этажей	Период собственных колебаний, с, в направлении	
		поперечном	продольном
Жилое с несущими каменными стенами	3	0,15	0,16
	5	0,26	0,22
	6	0,37—0,39	—
	8	0,43	0,43
Школьное с несущими кирпичными стенами	3	0,22	0,21
	4	0,3	0,27
	5	0,32	—
Жилое крупнопанельное	4	0,16	0,15
	5	0,3	0,22
	6	0,36	—
	9	0,4	0,32
Жилое сборное каркасно-панельное	14	0,86	0,76
	16	1,2	0,76
Жилое с нижним каркасным и верхними крупнопанельными этажами	4	0,28	0,3
	10	0,64	0,44
	18	1,14	1,05
Административное каркасное с кирпичным заполнением: железобетонный каркас стальной каркас	12	0,69—0,96	0,62—0,89
	12	1,17	1,12
Административное каркасное	22	1,1	1,16

здания и вида основания, при средней плотности грунтов основания  $\alpha$  принимается в пределах 0,04—0,08;  $C$  — коэффициент, зависящий от грунта в основании здания;  $g$  — ускорение силы тяжести,  $m/c^2$ ;  $K$  — коэффициент деформированности,  $K = 1,9 / \sqrt{H/H_0}$ ,  $H_0 = 4$  м. Приведенные формулы могут быть использованы только для приближенной оценки периодов собственных колебаний зданий в начальной стадии проектирования.

По мере накопления опытных данных эти формулы или другие эмпирические зависимости смогут заменить трудоемкие теоретические расчеты, выполняемые в настоящее время для оценки периодов и форм собственных колебаний зданий, при этом в отличие от теоретических расчетов этими формулами будет учитываться влияние ненесущих конструкций (перегородок, лестниц, навесных стен и т. д.).

В результате регистрации колебаний зданий была установлена и форма их собственных колебаний. Так, И. Л. Корчинским было найдено, что для кирпичных зданий, имеющих жесткую конструктивную схему, решающее значение в величине полных деформаций имеют деформации от сдвига, которые в основном и определяют форму колебаний. В отличие от первой формы колебаний, характерной для случая, когда решающее значение в деформациях консоли имеют деформации изгиба, кривизну для деформаций сдвига (см. рис. 14). Такой результат натурных измерений вполне согласуется с расчетом консолей при соответствующих отношениях длины к высоте сечения.

По мере увеличения высоты здания с жесткой конструктивной схемой роль деформаций сдвига постепенно снижается, уступая место более заметному влиянию деформаций, вызванных изгибом. По этой причине с увеличением высоты здания форма их колебаний постепенно уменьшает кривизну, а затем меняет знак, расположаясь к оси деформаций уже своей вогнутой стороной.

Здания, имеющие малую жесткость, например каркасные без заполнения, даже при малой высоте имеют форму основного тона колебаний, близкую к форме гибких консолей.

В табл. 34 приведены обобщенные в [88] значения коэффициентов поглощения, которые характеризуют затухание собственных колебаний зданий, полученные различными исследователями по результатам натурных измерений.

При натурных испытаниях для возбуждения колебаний зданий используют микросеймы, внезапный сброс нагрузки, приложенной к зданию; колебания, вызываемые оборудованием. Виброизмерительные приборы следуют расставлять и ориентировать так, чтобы иметь воз-

ТАБЛИЦА 34. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПОГЛОЩЕНИЯ

Тип здания	$\bar{\psi}$	
	от	до
Каркасные здания с кирпичным заполнением	0,32	0,68
Крупнопанельный четырехэтажный дом	0,44	0,54
Пятиэтажный дом с несущими стенами из мелких каменных блоков	0,4	0,76
Кирпичные здания высотой 7—24 м	0,48	0,76
Крупноблочный четырехэтажный дом из камня-ракушечника	0,5	0,78

можность изучить формы собственных горизонтальных колебаний в продольном и поперечном направлениях в точках, лежащих на вертикальной оси, выявить эффект «качественных» колебаний, при которых здание рассматривается как жесткое тело, а также оценить пространственную форму деформации здания при колебаниях.

**Исследования на моделях поведения сооружений под воздействием нагрузок типа сейсмических.** Аналитические методы определения динамических характеристик сооружения (форм и периодов собственных колебаний) содержат значительные допущения ввиду условности принимаемых расчетных схем.

Формы, периоды собственных колебаний и характеристики затухания могут быть получены в результате экспериментального изучения работы пространственных моделей сооружений. Определение этих величин на моделях крупного масштаба не всегда целесообразно из-за большой трудоемкости и высокой стоимости экспериментов.

Несовершенство методики исследования на моделях малого масштаба не позволяет пока еще широко использовать данные мелкомасштабного моделирования на практике. В настоящее время исследования на моделях малого масштаба, проводимые на сейсмоплатформах, носят больше качественный, чем количественный характер.

Возбуждение колебаний моделей создается и другими методами — микровзрывным, резонансным, импульсным и др. При возбуждении колебаний резонансным методом обычно используют две схемы (рис. 46): возбудитель присоединяется непосредственно к модели, возбуж-

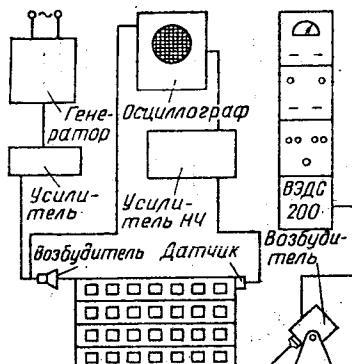


Рис. 46. Схема возбуждения колебаний модели резонансным методом

дение передается через основание модели посредством волн, длина которых во много раз превосходит размеры модели в плане.

Особое место в модельных исследованиях занимают методы электроаналогии [60]. Метод электромоделирования при испытании конструкций на действие сейсмических нагрузок позволяет изменять параметры модели и возмущающее воздействие (взрыв, сейсмический толчок и т. д.).

Метод электромоделирования напряжений, возникающих в сооружении при сейсмических воздействиях, значительно упрощает электрическую модель независимо от сложности сооружения и в то же время позволяет при известных частотах и формах собственных колебаний определять напряжения. При его использовании исходят из допущения, что система обладает физической и геометрической линейностью, перемещения малы и колебания устойчивы.

В этом случае колебания системы с конечным числом степеней свободы описываются уравнением

$$u_k(t) = \sum_{i=1}^n \varphi_i X_{ik}, \quad (67)$$

где  $u_k(t)$  — вектор упругих динамических перемещений;  $\varphi_i(t)$  — нормальные координаты системы;  $X_{ik}$  — ординаты формы или амплитудные коэффициенты, определяющие  $i$ -ю форму колебаний системы при  $k=1, 2, \dots, n$ ;  $n$  — число учитываемых форм. Функция  $\varphi_i$  определяется уравнением

$$\ddot{\varphi}_i + 2\gamma\dot{\varphi}_i + \omega_i^2 \varphi_i = -\ddot{u}_0 N_i, \quad (68)$$

где  $\gamma$  — коэффициент затухания;  $\varphi_i^2 = (\sum_{j=1}^n K_{jk} X_{ij}) / m_k X_{ik}$  — квадрат круговой частоты собственных колебаний, соответствующей  $i$ -й форме;  $\ddot{u}_0$  — заданное ускорение почвы (акселерограмма землетрясения);  $N_i = (\sum_{k=1}^n m_k X_{ik}) / \sum_{k=1}^n m_k X_{ik}^2$  — коэффициент разложения инерционной нагрузки по форме колебаний, зависящей от направления вектора сейсмического воздействия;  $m_k$  — масса  $k$ -й точки.

Решение дифференциального уравнения (68) может быть выполнено методом электромоделирования. Уравнение, описывающее изменение напряжения в электрической цепи, состоящей из параллельно соединенных индуктивности, емкости и сопротивления, подобно уравнению (68):

$$c \frac{d^2 \bar{F}}{dt^2} + \frac{1}{r} \frac{d\bar{F}}{dt} + \frac{\bar{F}}{L} = \bar{J}(t), \quad (69)$$

где  $L$  — индуктивность;  $c$  — емкость;  $r$  — сопротивление;  $\bar{F}$  — магнитное потокосцепление;  $\bar{J}(t)$  — ток.

При работе с моделью часто бывает удобно, а иногда и необходимо, чтобы процессы в ней совершились быстрее, чем соответствующие процессы в механической системе. Диапазон частот колебаний упругих систем, представляющий практический интерес при анализе механических колебаний, обычно приходится на область относительно низких частот.

При построении электрических моделей, аналогов, имеющих частоты собственных колебаний, равные частотам механических систем, требуемые значения емкостей и индуктивностей элементов модели оказываются весьма большими, что затрудняет изготовление моделей. При определенном изменении масштаба моделирования изготовление модели может значительно упроститься.

Принцип работы моделирующего устройства состоит в том, что электрический сигнал, соответствующий заданной акселерограмме, с преобразователя графической записи в случае, если воздействие задано в виде графика, поступает на электрическую цепь, которая моделирует напряжение, возникающее в исследуемой точке сооружения (рис. 47).

Электрическая модель исследуемого сооружения позволяет определить его реакции как функций времени под воздействием акселерограммы, заданной в виде электрического сигнала.

Стремясь исключить трудности, вытекающие из теории динамического подобия при работе с малыми моделями, в ряде стран, включая СССР, созданы мощные сейсмоплатформы программного управления.

К ним можно отнести сейсмоплатформы средней мощности грузоподъемностью 20—100 т и большой мощности грузоподъемностью свыше 100 т. Так, в настоящее время

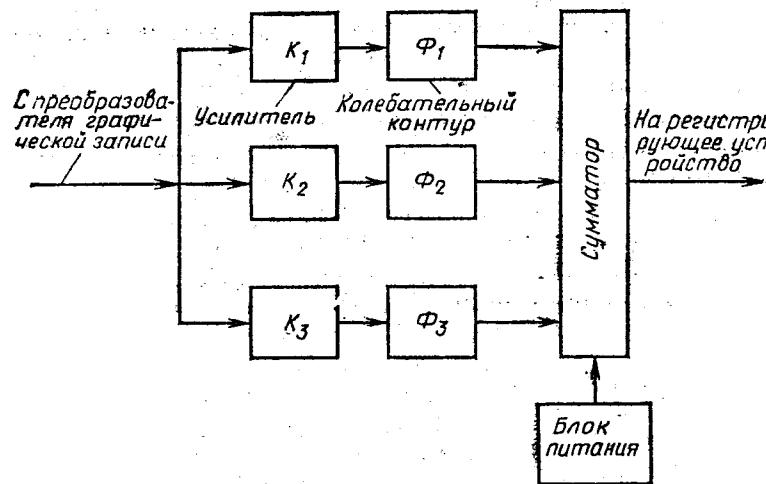


Рис. 47. Блок-схема моделирующей цепи

в США имеется 16 сейсмоплатформ средней мощности и 5 большой, в Социалистической Республике Румынии 2 средней мощности, в Мексике 1 средней мощности, в Социалистической Федеративной Республике Югославии 1 средней мощности, в Иране 2 средней мощности, в Федеративной Республике Германии 1 средней мощности, в Японии 12 средней мощности и 6 большой мощности. Одна из них грузоподъемностью 1000 т с размерами стола 15×15 м введена в эксплуатацию в 1981 г. Сейсмоплатформы небольшой грузоподъемности (5—15 т) имеются во Франции, Италии, Китае, Греции, Португалии, Канаде.

Некоторые из указанных сейсмоплатформ двух- и трехкомпонентные, т. е. создают колебания по одному (двум) направлениям в горизонтальной плоскости и вертикальные. Сейсмоплатформа, которая смонтирована в Гидропроекте (СССР), имеет размеры стола 6×6 м, грузоподъемность 50 т, максимальные перемещения по горизонтальным осям  $\pm 100$  мм и вертикальной  $\pm 50$  мм, частотный диапазон 0—100 Гц, максимальные ускорения по горизонтальным осям 1, 2 g и вертикальной 1 g, допустимое время имитации воздействия 2 мин.

Первые сейсмоплатформы программного управления появились в 1965—1967 гг. в Японии (Транспортный институт в г. Канагава и Университет в Токио) и Италии

(Институт экспериментальных исследований в г. Бергамо).

Как правило, сейсмоплатформа состоит из вибростола, возбудителей колебаний и программного устройства, контрольно-измерительной аппаратуры и систем обслуживания (охлаждения, питания и др.).

При проведении экспериментальных исследований в области сейсмостойкого строительства сейсмоплатформы используются для изучения динамических характеристик, энергопоглощаемости, прочности элементов сооружений (рам, каркасов, стен, блоков, лестничных клеток, шахт, диафрагм, архитектурных элементов), материалов (сталь, алюминий, железобетон, древесина, пластмассы, кирпич и другие материалы, которые только начинают осваиваться промышленностью).

Одним из наиболее важных свойств исследований, проводимых на сейсмоплатформах, является возможность изучения пространственной работы сооружений. Кроме того, сейсмоплатформы используются для исследования работы высоких и специальных сооружений (водонапорных башен и водоприемных сооружений, ядерных реакторов, изучение работы которых при землетрясениях особенно важно в связи с опасностью радиоактивной эмиссии), элементов гидротехнических сооружений, плотин различных типов, в том числе плотин из местных материалов и арочных плотин двойкой кривизны.

Сейсмоплатформы могут быть также использованы при исследованиях взаимодействия сооружений с грунтом, влияния грунтов оснований на сейсмостойкость объектов (в связанных и несвязанных грунтах и при их водонасыщении), устойчивости откосов и др.

На крупных сейсмоплатформах можно также изучать вопросы передачи и распространения сейсмических волн, так как эти сейсмоплатформы позволяют создавать достаточно сильные колебания, использование которых исключает необходимость применения моделей с большими значениями коэффициентов подобия, при которых посторонние помехи существенно влияют на результаты эксперимента [165].

**Исследование поведения зданий и сооружений при землетрясениях.** Изучение последствий землетрясений позволяет получить наиболее полные и достоверные данные о поведении зданий и сооружений при сейсмических воздействиях.

Основным критерием оценки правильности теоретических выводов является сравнение их с наблюдаемыми формами разрушений и повреждений сооружений различных видов при сильных землетрясениях. Обычно при обследовании главное внимание уделялось сильно поврежденным и зачастую обрушившимся сооружениям, фотографии которых встречаются во всех отчетах, но в техническом отношении такие данные мало интересны.

Методика обследования зданий и сооружений должна охватывать все факторы, от которых зависит поведение объектов во время землетрясения. Сюда должны входить данные о прочности несущих конструкций, монолитности, пространственной жесткости, антисейсмических мероприятий, динамических характеристиках сооружений, размерах, форме и массе здания, а также гидрогеологических условиях района строительства и специфических особенностях землетрясения. Обязательны также точное описание и фиксация всех повреждений, выявление деформаций, возникающих непосредственно от землетрясения, и разграничение их по времени возникновения.

Разумеется, для разработки рекомендаций по восстановлению зданий следует подробно изучать те сооружения, которые получили небольшие повреждения при землетрясении. Именно этот материал содержит сведения, необходимые для разработки рекомендаций по укреплению зданий, а также для анализа результатов теоретических расчетов и определения эффективности антисейсмических мероприятий. Таким образом, возникает необходимость в упорядочении и разработке методики макро-сейсмического изучения последствий землетрясений. Обобщение такого опыта позволило выработать единую для СССР методику по сбору наиболее достоверных экспериментальных данных [68].

Представляет интерес методика изучения результатов последних разрушительных землетрясений за рубежом. Например, методика обследования землетрясения 1980 г. в г. Эль-Аснаме (Алжир) предусматривала разбивку всей территории, подвергшейся землетрясению, на 10 секторов. Еще до разбивки на сектора в распоряжении специалистов были инженерно-геологические и сейсмотектонические данные территории, подвергшейся землетрясению. Разбивка на сектора была предназначена для обследования только объектов массовой застройки, так как поведение специальных сооружений, таких как

ирригационные объекты, линии связи, электросети, газопроводы, мосты и т. п., изучалось самостоятельно.

Среди массовой застройки в 10 секторах обследовано свыше 8 тыс. объектов, в том числе 5148 в г. Эль-Аснаме. Для удобства обследования каждый сектор разбивался, в свою очередь, на 10 зон.

На уровне повреждений было выделено пять степеней:

1-я степень — отсутствие повреждений. В этом случае возможно опрокидывание мебели, бой стекла;

2-я степень — легкие повреждения. Это трещины на внутренних перегородках, потолках, повреждения внутриквартирной сети канализации и электропроводки. Рекомендуется принимать во внимание самый неблагоприятный случай и при необходимости комментировать его;

3-я степень — средние повреждения. Это значительные повреждения неконструктивных элементов и слабые повреждения конструктивных. К неконструктивным элементам рекомендуется относить все архитектурные детали, а также элементы, не входящие в конструктивную систему здания; к конструктивным — все несущие элементы здания (несущие перегородки, каркас с заполнением и т. п.).

Особо были выделены повреждения гибких конструкций подпольного (полуподвального) невысокого про странства, так называемого санитарного вакуума. В случае разрушения этих конструкций или если здание осело и накренилось, его относили к 4-й степени повреждения;

4-я степень — значительные повреждения. Они характеризуются значительными повреждениями конструктивных элементов. Например, образование крестообразных трещин в стенах, разрушение отдельных узлов, балок, колонн.

К оценке уровня повреждения по 3- и 4-й степени предъявляются особо высокие требования и имеется рекомендация о привлечении в этом случае для выдачи дополнительного заключения высококвалифицированных специалистов;

5-я степень — разрушение здания, например полное разрушение одного из этажей, полная потеря связей, разрушение связей между балками и колоннами и т. п. Бычко это здания, получившие такие большие деформации, что ремонт их превышает первоначальную гоимость.

В соответствии с принятой классификацией на фасадную стену каждого обследованного здания наносится сплошной кружок определенного цвета, рядом с которым проставляется уровень повреждений: оранжевый цвет соответствует 3- и 4-й степеням, красный — 5-й степени повреждений.

До завершения обследования все население города должно быть переселено в палатки, а все громоздкие вещи оставлены в поврежденных домах и только после обследования часть домов разрешается эксплуатировать.

Классификация по цвету предусматривала: зеленый — объекты мало пострадавшие, которые могут быть немедленно заселены или приняты в эксплуатацию; оранжевый — объекты, требующие повторной более глубокой экспертизы, позволяющей определить, могут ли они вновь быть использованы в зависимости от уровня повреждений и стоимости восстановления; красный — объекты существенно поврежденные, которые нельзя использовать (подлежащие сносу).

По каждому объекту оценка повреждений отмечалась в специальной карточке обследования, которая отражала только техническую сторону и не содержала экономических, а также динамических и физико-механических характеристик, принятых при обследовании землетрясений в СССР.

Указанные выше карточки обследования передавались властям для принятия решения, причем перевод объекта из категории «оранжевой» группы в категорию «зеленой» осуществляется очень осторожно. По прошествии двух лет после землетрясения многие здания, отмеченные оранжевыми кружками, не восстанавливаются и не сносятся.

Как видно из описания, изложенная методика несколько отличается от принятой в СССР. Несомненно, для аналогии получаемого материала необходимы не только описание повреждений, но и инженерно-геологические данные о районе обследования, инструментальные записи, характеризующие динамические свойства сооружения и грунта, физико-механические характеристики отдельных несущих конструкций, а также сведения о стоимости объекта, сметной стоимости работ по ремонту и восстановлению после землетрясения, стоимости реконструкции объектов.

Для выявления степени повреждения удобно исполь-

зовать условную цифровую оценку основных видов деформаций, например, принятую в альбоме типовых решений по восстановлению зданий, поврежденных Ташкентским землетрясением 1966 г. Такой подход особенно удобен при наличии типовых решений по восстановлению отдельных конструкций и зданий в целом. При этом для последующего выбора способа восстановления в знаменателе целесообразно указывать ширину и характер раскрытия трещин (сквозные трещины можно условно обозначать сплошными линиями, а несквозные — пунктирными).

В связи с созданием в СССР сети инженерно-сейсмометрической службы методика должна включать также записи всех инженерно-сейсмометрических станций, зарегистрировавших данное землетрясение.

Необходимость при изучении последствий землетрясений проведения работ по единой методике подтверждается опытом разрушительных землетрясений, произошедших в СССР за последние годы. Разумеется, сведения, которые предусматривается получать, используя единую методику, должны постоянно уточняться по мере появления дополнительных фактических данных о повреждениях конструкций при землетрясениях или их износе.

Приведенные выше экспериментальные методы изучения зданий и сооружений позволяют оценивать достоверность методов расчета и надежность конструктивных решений.

## ГЛАВА 7. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СЕЙСМОСТОЙКОСТИ СПЕЦИАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Перечень специальных сооружений настолько велик, что только перечисление их заняло бы большой объем. Он охватывает атомные электростанции и предприятия, связанные с попутным производством особо вредных веществ. В этот перечень можно включить и специальные установки или оборудование, обеспечение сейсмостойкости которых еще требует разработки.

Здесь же будут рассмотрены только те специальные сооружения, которые в какой-то мере находят отражение в утвержденных нормах по сейсмостойкости.

## 1. Транспортные сооружения

Дороги, мосты, трубы, подпорные стены и тоннели имеют жизненно важное значение и выход их из строя в результате землетрясения влечет за собой не только значительный материальный ущерб, но и нарушение нормального функционирования отдельных населенных пунктов и промышленных предприятий или районов в целом. Поэтому исследованиям в области сейсмостойкости транспортных сооружений в СССР и других странах уделяется большое внимание [1, 12, 30, 42, 70, 74, 81, 82, 96, 100, 101, 118, 130, 133, 154].

**Дороги.** В районах сейсмичностью 7, 8, 9 баллов проектирование железных дорог, автомобильных дорог, метрополитенов, скоростных городских дорог и магистральных улиц должно осуществляться с учетом сейсмических воздействий.

В зоне разрушительного землетрясения дороги должны обеспечивать не только обычные хозяйствственные нужды, но и проведение спасательных, аварийных и восстановительных работ, а в необходимых случаях и эвакуацию населения.

Для выполнения этих задач при строительстве земляного полотна и искусственных сооружений в сейсмически опасных районах СССР нормами проектирования зонах сейсмичностью 7—9 баллов предусматривается проведение антисейсмических мероприятий.

К основным требованиям при проектировании дорог относится выбор ее трассы с учетом данных сейсмического районирования. В высокосейсмических районах следует обходить особо неблагоприятные в инженерно-геологическом отношении участки, в частности зоны возможных обвалов, оползней и лавин.

К числу требований норм, направленных на повышение сейсмостойкости, относится рекомендация о необходимости осушения основания насыпей при строительстве их под железнную или автомобильную дорогу на насыщенных водой грунтах категории I.

При использовании для устройства насыпи разных грунтов отсыпку следует производить с постепенным переходом от тяжелых грунтов в основании к грунтам более легким вверху насыпи.

При расчетной сейсмичности 9 баллов и высоте насыпей (глубине выемок) более 4 м откосы земляного по-

лотна на нескользких грунтах следует принимать на 1:0,25 положе откосов, проектируемых для несейсмических районов. Откосы выемок и полувыемок, расположенных в скальных грунтах, а также откосы насыпей из крупнообломочных грунтов допускается проектировать по нормам для несейсмических районов.

Соблюдая перечисленные и некоторые другие требования норм, при проектировании необходимо учитывать, что тяжесть последствий выхода из строя различных элементов дороги (искусственных сооружений, земляного полотна) далеко не одинакова. Это обстоятельство учитывается величиной расчетной сейсмичности, которая при проектировании транспортных сооружений может быть намного меньше силы максимально возможного на данной строительной площадке землетрясения.

**Мосты и тоннели.** Разрушение при землетрясении искусственных сооружений, в первую очередь мостов и тоннелей, представляет наиболее серьезную угрозу, так как для их восстановления требуются большие затраты средств и времени. Обеспечение нормальной эксплуатации дороги на всем ее протяжении требует единого подхода к сейсмостойкости искусственных сооружений. Поэтому по действующим нормам расчетную сейсмичность для всех искусственных сооружений, кроме внеклассных, на заданном направлении принимают одинаковой при равной сейсмичности площадок строительства.

Особенностью строительства мостов и тоннелей является необходимость возведения их преимущественно в особых инженерно-геологических условиях. Для площадок строительства мостов характерны переменная мощность аллювиальных отложений по длине моста, наклонное залегание и вклинивание отдельных пластов грунта, сильная нарушенность подстилающих скальных пород, значительная крутизна береговых склонов. Поэтому рекомендуется большие мосты располагать вне зон тектонических разломов, на участках речных долин с устойчивыми склонами.

Арочные мосты допускается применять только при наличии скального основания. Пяты сводов и арок следует опирать на массивные опоры и располагать на возможно более низком уровне, преимущественно же рекомендуется в сейсмических районах применять мосты балочной системы с разрезными и неразрезными пролетными строениями.

Рассчитывать мосты с учетом сейсмических воздействий следует на прочность, устойчивость конструкций и по несущей способности грунтовых оснований фундаментов. При этом необходимо учитывать совместное действие сейсмических, постоянных нагрузок и воздействий, действия трения в подвижных опорах и нагрузок от подвижного состава. Расчет мостов с учетом сейсмических воздействий следует производить как при наличии подвижного состава, так и при отсутствии его на мосту, вводя следующие коэффициенты сочетания:

для сейсмических нагрузок, действие которых учитывается совместно с нагрузками от подвижного состава железных и автомобильных дорог,  $n_e = 0,8$ ;

для нагрузок от подвижного состава железных дорог  $n_c = 0,7$ ;

для нагрузок от подвижного состава автомобильных дорог  $n_c = 0,3$ .

При расчете конструкций мостов на устойчивость и при расчете пролетных строений длиной более 18 м на прочность рекомендуется учитывать сейсмические нагрузки, вызванные  $\frac{1}{2}$  вертикальной и одной из горизонтальных составляющих колебаний грунта.

При расчете мостов произведение коэффициентов  $K_1 \cdot A$  следует принимать 0,025; 0,05 и 0,1 при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно.

При определении сейсмической нагрузки, действующей вдоль оси моста, масса железнодорожного подвижного состава не учитывается.

При расчете конструкций мостов на устойчивость против опрокидывания вводится коэффициент условий работы, значение которого принимается: при проверке сечений бетонных конструкций и фундаментов на скальных основаниях — 0,9; при проверке фундаментов на нескальных основаниях — 0,8. При расчете на устойчивость против сдвига коэффициент условий работы  $t$  следует принимать 0,9. Конструктивные требования к проектированию мостов в сейсмических районах более подробно изложены в [127].

При проектировании тоннелей условия проходки и последующей их эксплуатации могут быть серьезно осложнены неоднородными горными массивами, которые придется преодолевать. Исходя из этого нормами рекомендуется при выборе трассы тоннельного перехода предусматривать их заложение вне зон тектонических

разломов в однородных по сейсмической жесткости грунтах.

Научно-исследовательским институтом оснований и подземных сооружений им. Герсеванова даны рекомендации по расчету тоннелей глубокого заложения, глубина которых составляет не менее трех диаметров тоннеля. Для участков пересечения тоннелем тектонических разломов, по которым возможна подвижка массива горных пород, необходимо предусматривать увеличение сечения тоннеля.

При расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов обделку тоннелей следует проектировать замкнутой. Для тоннелей, сооружаемых открытым способом, необходимо применять цельно-секционные сборные элементы. При расчетной сейсмичности 7 баллов обделку горного тоннеля допускается выполнять из набрызг-бетона в сочетании с анкерным креплением.

Для компенсации продольных деформаций обделки следует устраивать антисейсмические деформационные швы, конструкция которых должна допускать смещение элементов обделки и сохранение гидроизоляции.

Требования к сейсмостойкости подпорных стен, прокладке труб под насыпями, проектированию железнодорожного полотна и др. изложены в [127]. Отметим только, что подпорные стены, как и другие конструкции, целесообразно рассчитывать с учетом предельных состояний, исходя из следующих двух случаев: когда по условиям эксплуатации допускаются существенные смещения (подвижки) стен относительно оснований и когда по условиям эксплуатации указанные подвижки не допускаются.

## 2. Гидротехнические сооружения

Рассмотрим вопросы сейсмостойкости гидротехнических сооружений гидроэлектрических станций, водного, (речного, морского) транспорта, мелиоративных систем и др. Проектирование этих сооружений регламентируется соответствующими нормативными документами [13, 20, 80, 84, 85, 111, 127] при выборе площадки гидротехнического сооружения.

В настоящее время уделяется серьезное внимание детальному сейсморайонированию и сейсмомикрорайонированию, определению исходных инженерно-сейсмологических данных для проектирования гидросооружений на

сейсмические воздействия. Предусматривается, что расчеты всех гидротехнических сооружений, оснований и береговых склонов как в створе сооружения, так и в зоне водохранилища должны производиться по заданным коэффициентам сейсмичности, указанным в нормах.

В расчетах на сейсмические нагрузки учитывается влияние массы сооружения и присоединенных масс воды (или гидродинамического давления), от волн водохранилища, вызванных землетрясением, и от динамического давления грунта.

При расчете гидросооружений, выполненных из грунта, разрешается допускать незначительные остаточные деформации (осадки, смещения, трещины и др.), не приводящие к опасным последствиям при условии, что они могут быть быстро устранены текущим ремонтом сооружения после землетрясения. Предельные необратимые деформации назначаются на основе специального обоснования с учетом природных условий площадки строительства, особенностей конструкции и условий эксплуатации сооружения. Причем необходимо предусматривать сохранение (без ремонта) сооружений напорного фронта при повторном воздействии землетрясения интенсивностью, меньше расчетной на 1 балл.

При расположении подпорных гидросооружений I класса в районах сейсмичностью выше 7 баллов рекомендуется их дополнительно рассчитывать на сейсмические воздействия, задаваемые записями (акселерограммами, велосиграммами или сейсмограммами) сильных землетрясений. Эти расчеты производятся динамическими методами с учетом волнового характера сейсмического воздействия, пластических деформаций сооружения, раскрытия конструктивных швов и т. п.

Для повышения экономичности конструкций гидросооружений из грунтовых материалов II—IV классов при расчете на записи реальных землетрясений разрешается принимать пониженные коэффициенты запаса сейсмической устойчивости откосов (но не менее 1) по поверхностям сдвига, не пересекающим противофильтрационные устройства.

Наряду с расчетами гидротехнических сооружений I класса на сейсмические воздействия должны выполняться их экспериментальные, в том числе модельные исследования; рекомендуется также проводить натурные исследования на частично построенных и действующих

сооружениях для уточнения динамических характеристик сооружений и применяемых методов расчета.

В расчетах на прочность гидросооружений по одномерной и двухмерной схемам должно учитываться горизонтальное сейсмическое воздействие по направлениям вдоль и поперек оси сооружения, а при расчетах по трехмерной схеме — также наклонное сейсмическое воздействие, имеющее те же направления в плане и угол наклона к горизонтальной плоскости 30°.

Структура основной расчетной формулы для определения сейсмической нагрузки на гидротехнические сооружения принципиально остается неизменной, а значения коэффициентов, входящих в нее, приведены в [127]. Однако расчет гидротехнических тоннелей и других подземных сооружений имеет некоторые особенности, в частности, учитывается раздельно сейсмическое давление, вызванное изменением напряженного состояния среды при прохождении в ней сейсмических волн, а также сейсмических нагрузок от собственного веса сооружения.

В расчетах гидротехнических сооружений на сейсмическое воздействие при определении периодов собственных колебаний и сейсмических нагрузок следует учитывать инерционное влияние воды. Горизонтальную присоединенную массу воды  $m_b$  для гидротехнических сооружений, приходящуюся на единицу площади их поверхности, следует определять по формуле

$$m_b = \rho_w h \mu' \bar{\Psi}, \quad (70)$$

где  $\rho_w$  — плотность воды;  $h$  — глубина воды у сооружения;  $\mu'$  — безразмерный коэффициент присоединенной массы воды, определяемый по табл. 35;  $\bar{\Psi}$  — безразмерный коэффициент, учитывающий ограниченность длины водоема, который принимается в пределах 0,26—1 в зависимости от отношения  $l_e/h_r$ , соответственно равного 0,2—3;  $e_r$  — расстояние между сооружением и противоположным ему берегом водоема на глубине  $2/3 h_r$  от свободной поверхности воды.

Конструктивные мероприятия по обеспечению сейсмостойкости подпорных гидротехнических сооружений, плотин, зданий ГЭС, водосбросов, портовых оградительных сооружений (молов, волноломов) и причальных сооружений регламентируются [127], а более подробно, включая обоснования к методам расчета в [25, 51, 76, 114, 116, 123, 136, 142, 144].

ТАБЛИЦА 35. ЗНАЧЕНИЯ ОСНОВНЫХ БЕЗРАЗМЕРНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ

Характер движения сооружения	$\mu^1$	$D$	$z$	Коэффициенты
Колебания вращения недеформируемого сооружения с вертикальной напорной гранью на податливом основании при $z_0 \neq h_r$	$z_c R - \frac{2h_r G}{\chi}$	$z_c R \frac{2h_r G}{\chi}$	$0,543 z_c - 0,325 h_r$	$0,325 z_c - 0,21 h_r$ $0,543 z_c - 0,325 h_r$
Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений с вертикальной напорной гранью с наклонной напорной гранью	$R$	$R$	$0,543$	$0,6$
Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений с вертикальной напорной гранью в $V$ -образном ущелье;	$R \sin \theta$	$R \sin^2 \theta$	$0,543 R \sin \theta$	$0,6$
Горизонтальные изгибы колебания сооружения консольного типа с вертикальной напорной гранью	$\frac{R + c_1(a-1)}{1 + c_3(a-1)}$	$R + c_1(a-1)$	—	—
Горизонтальные сдвиговые колебания сооружений консольного типа с вертикальной гранью	$\frac{aR - c_2(a-1)}{a + (a-1)z^2/h_r^2}$	$aR - c_2(a-1)$	—	—
Горизонтальные колебания отдельно стоящих вертикальных сооружений типа водозаборных башен, опор мостов, свай с круглой формой поперечного сечения	$\frac{\chi}{4} \left( \frac{z}{h_r} \right) d_1 / 2h_r$	$\frac{\chi}{4} \left( \frac{z}{h_r} \right) d_1 / 2h_r$	$\frac{\chi}{4(1+d_1/2h_r)}$	$\frac{2h_r + d_1}{4h_r + d_1}$
То же, с квадратной формой поперечного сечения	$\left( \frac{z}{h_r} \right) d_2 / 2h_r$	$\left( \frac{z}{h_r} \right) d_2 / 2h_r$	$\frac{1}{1+d_2/2h_r}$	$\frac{2h_r + d_2}{4h_r + d_2}$

Прическания. Указанные в табл. 35 коэффициенты  $R$ ,  $G$ ,  $\mu^1$ ,  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$  — применяются по табл. 36;  $z$  — ордината точки напорной грани, для которой вычисляется значение присоединенной массы воды (начало координат присоединяется на уровне водной поверхности);  $z_0$  — ордината центра вращения, определяемая из расчета сооружения сечения,  $M$ ;  $d_2$  — сторона квадрата поперечного сечения,  $M$ ;  $a$  — отношение ускорения гребня, определяемого из расчета плотины без учета влияния водной среды, к величине  $A K_1$ . Значение безразмерного коэффициента  $\mu_1$  соотвествует сечению симметричных арочных плотин и для остальных сечений увеличивается линейно до  $1,3 \mu_1'$  в пятках.

ТАБЛИЦА 36. ЗНАЧЕНИЯ БЕЗРАЗМЕРНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ

208

		Отношение $z/h_p$										
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
$R$		0,23	0,36	0,47	0,55	0,61	0,66	0,7	0,72	0,74	0,74	
$G$		0,12	0,23	0,34	0,45	0,55	0,64	0,72	0,79	0,83	0,85	
$\theta = 90^\circ$		$b_r/h_r = 3/1$	0,22	0,38	0,47	0,53	0,57	0,59	0,61	0,62	0,63	0,68
$\mu_1$		$b_r/h_r = 2/1$	0,22	0,35	0,41	0,46	0,49	0,52	0,53	0,54	0,54	0,55
$\theta = 30^\circ$		$b_r/h_r = 1/1$	0,21	0,29	0,35	0,38	0,41	0,43	0,44	0,45	0,45	0,44
		для всех отношений										
		$b_r/h_r$	0,08	0,15	0,18	0,22	0,23	0,23	0,22	0,2	0,18	0,15
		$c_1$	0,07	0,09	0,1	0,1	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06
		$c_2$	0,04	0,09	0,13	0,18	0,23	0,28	0,34	0,38	0,42	0,43
		$c_3$	0,86	0,73	0,59	0,46	0,34	0,23	0,14	0,06	0,02	0

Приведенные в табл. 36 значения  $b_r$  соответствуют ширине щелья на уровне водной поверхности.

## ГЛАВА 8. СПОСОБЫ ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ПОВРЕЖДЕННЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯМИ

В гл. 6, п. 4 отмечалось, что при изучении последствий землетрясений необходимо накапливать данные, которые позволяют дать оценку целесообразности и указать пути проведения восстановительных работ.

Необходимость в проведении этих работ подтверждается мерами по оказанию немедленной помощи в ликвидации последствий землетрясений [33], оказываемой правительствами, а в Советском Союзе и правительстваами всех союзных республик, пострадавшему городу. Так, например, было при Ташкентском (1966 г.), Газлийском (1984 г.) землетрясениях и некоторых других, что позволило сравнительно быстро ликвидировать их последствия, в том числе восстановить поврежденные здания и сооружения. Аналогичные меры принимаются и в других странах. Так, после сильного землетрясения в январе 1980 г. на Азорских островах в течение года было реконструировано и восстановлено более 7 тыс. домов. Этим объясняется внимание, которое в последние годы [158, 160, 166] уделяется этой проблеме Международными и Европейскими конференциями по сейсмостойкому строительству.

### 1. Основные принципы восстановления и усиления зданий

Общие принципы восстановительных работ, которые должны проводиться в кратчайшие сроки, предусматривают: минимальный объем демонтажных работ, наибольшее использование поврежденных конструкций, высокий уровень механизации работ, максимальное использование элементов заводского изготовления, высокие требования к организации и планированию работ по капитально-восстановительному ремонту.

Здания, пострадавшие после сильных землетрясений, которые подлежат дальнейшей эксплуатации, обычно ремонтируют, восстанавливают или усиливают.

В тех случаях, когда требуется ликвидация наружных дефектов устранение повреждений в ненесущих элементах, ограничивается ремонтом зданий, восстановление предусматривает ликвидацию повреждений в несу-

щих элементах, восстановление их до первоначального состояния; усиление состоит в дополнительных антисейсмических мероприятиях, первоначально не предусмотренных проектом, доведении здания до степени, отвечающей требованиям, предъявляемым современными нормами сейсмостойкого строительства.

Задача ликвидации последствий землетрясения при менительно к конкретному объекту может быть сформулирована так: обеспечить пространственную жесткость сооружения и его способность противостоять сейсмическим воздействиям в той же или в большей мере, чем до повреждения.

При восстановлении и усилении зданий большая роль принадлежит конструктивным антисейсмическим мероприятиям. Это особенно важно в сложившихся условиях, когда сроки внесения существенных изменений в карту сейсмического районирования короче сроков службы сооружений. Только за последние 20 лет площадь высокосейсмических районов (7 баллов и выше) возросла более чем в 1,5 раза. Значительные, чаще неожиданные корректизы в ожидаемую оценку величины сейсмической интенсивности внесли разрушительные землетрясения. Так было в Ашхабаде после землетрясения в 1948 г., в Ташкенте после 1966 г., в Приморском крае и Якутской АССР после землетрясений последних лет и в ряде других мест.

Конструктивные мероприятия создают определенный запас, нередко обеспечивая геометрическую неизменяемость зданий даже при землетрясениях интенсивностью, превышающей расчетную сейсмичность здания, предусмотренную проектом.

К числу конструктивных антисейсмических мероприятий в первую очередь относятся армирование кладки, устройство антисейсмических поясов, ограничение предельных размеров зданий и сооружений, этажности и т. п.

При оценке степени восстановления следует учитывать остающийся срок их службы или физический износ и конструктивно-планировочное решение. Так, если здание построено из индустриальных конструкций и имеет планировочное решение, допускающее реконструкцию в пределах габаритов, установленных нормами [127], то предпочтительно его усиление до стадии, отвечающей требованиям расчетной сейсмичности. Здания из мест-

ных материалов целесообразно восстанавливать только до стадии, предшествующей землетрясению.

В большинстве случаев ликвидация последствий землетрясения соответствует степени восстановления здания и состоянию, предшествовавшему землетрясению. Часто это диктуется не только экономическими соображениями, но и технической невозможностью выполнения ряда конструктивных мероприятий, рекомендуемых нормативами.

В первую очередь восстановлению до состояния, предшествовавшего землетрясению, подлежат здания, не имеющие антисейсмического усиления и впервые отнесенные (после землетрясения) к зоне сейсмичностью 7 баллов (например, Бухарская и Чарджоуская области Узбекской ССР и Туркменской ССР), так как усиление их зачастую ограничено требованиями к объемно-планировочным решениям, вытекающим из норм сейсмостойкого строительства.

Анализ ликвидации последствий сильных землетрясений показывает, что существующие способы восстановления часто применяются без должного технико-экономического обоснования. Отсутствует какой-либо нормативный документ, регламентирующий не только техническую обоснованность, но и экономическую целесообразность их применения.

Инженерная задача восстановления или усиления состоит в обеспечении необходимой несущей способности как отдельных элементов, так и всего здания, при действии нормативных расчетных сейсмических нагрузок.

Выбор способа восстановления здания зависит от назначения, конструкции, степени повреждения, срока службы, мер антисейсмической защиты, частоты повторяемости землетрясений в регионе. Экономическая целесообразность выбора способа восстановления определяется степенью соизмеримости затрат на восстановление или усиление здания и стоимостью строительства нового объекта.

В связи с увеличением объема капитальных вложений на строительство, в том числе в сейсмоактивных районах, все большее значение приобретают вопросы, связанные с экономикой сейсмостойкого строительства. По-видимому, этому способствовало несколько причин. Одна из них — широкое признание статистических подходов в инженерных задачах. Другая причина связана с

тем, что ущерб, причиняемый землетрясением, не снижается, хотя безопасность населения в современных зданиях, построенных с соблюдением требований сейсмостойкого строительства, намного выше, чем в старых постройках.

При разработке способов восстановления и экономической оценке мер по восстановлению следует учитывать:

- возможность появления деформаций (допускаемых СНиП) в конструкциях современных сейсмостойких зданий в случае землетрясений расчетной интенсивности и тем более в случае превышения ее в районах с сейсмичностью 7, 8, 9 баллов;

- возможность широкого применения разработанных способов восстановления в связи с высоким уровнем типизации жилых, общественных, промышленных и сельскохозяйственных зданий;

- техническую и организационную готовность к возможным землетрясениям на территории крупных населенных пунктов для ликвидации последствий землетрясений в кратчайшие сроки и с оптимальными затратами средств;

- необходимость определения оптимального соотношения между затратами на антисейсмическое усиление современных зданий и восстановление их в случае землетрясения.

## 2. Структура затрат на восстановление зданий и критерии оценки способов восстановления

В гл. 1 отмечалось, что землетрясения наносят значительный ущерб. Так, за 60 лет (с 1905 по 1965 гг.) в США материальные убытки превысили 1 млрд. 200 тыс. долл., а от одного только землетрясения в Сан-Фернандо в 1971 г. убытки составили около 1 млрд. долл., в то время как затраты на антисейсмическое усиление значительно меньше. В Румынии убытки от землетрясений 1977 г. составили около 10 млрд. руб. Ущерб от землетрясений растет с ростом населения и промышленности. При землетрясении 1906 г. в Сан-Франциско ущерб составил 480 млн. долл., а по подсчетам американских специалистов, при точно таком же землетрясении сейчас убытки составили бы несколько миллиардов, не считая непрямых убытков в виде цепной реакции последствий

для экономики США. На Азорских островах от землетрясения 1 января 1980 г. убытки оцениваются в 100 млн. долл. В результате землетрясения 1978 г. в земле Баден-Вюртенберг (ФРГ) пострадало 13 750 домов и ущерб оценивается в 110 млн. марок ФРГ. Ущерб от землетрясения в 1980 г. в Эль-Аснаме (Алжир) оценивается в 5-млрд. алжирских динаров и соответственно велики затраты на восстановление зданий и сооружений.

Расходы на антисейсмические мероприятия постоянно растут. Если десять лет назад в СССР расходы на антисейсмические усиления оценивались в 100 млн. руб. в год, то сейчас их оценивают более чем в 300 млн. руб. в год.

Интенсивность землетрясений существенно сказывается на затратах по восстановлению, причем дифференцированно для различных конструктивных схем. Так, для кирпичных зданий с редкой сеткой поперечных стен в первом приближении этот фактор может учитываться при сроке службы до 6 лет и расчетной сейсмичности здания 8 баллов коэффициентами 1,16, 1,06 и 1,03 соответственно после землетрясений интенсивностью 8, 7 и 6 баллов.

Отсутствие антисейсмических усилий в зданиях обычно влечет за собой высокую стоимость восстановления зданий после землетрясений интенсивностью 7 и 8 баллов. Так, после Ташкентского землетрясения 1966 г. можно было установить следующую ориентировочную зависимость: для несейсмостойких кирпичных зданий при землетрясении интенсивностью 7 баллов стоимость затрат на восстановление в среднем составляла  $\frac{1}{3}$  сметной стоимости здания; при землетрясении 8 баллов стоимость затрат на восстановление аналогичных зданий составляла 50—55 % сметной стоимости здания.

В то же время для зданий, запроектированных из условий расчетной сейсмичности 8 баллов, при землетрясении интенсивностью 8 баллов стоимость затрат на восстановление составляет для кирпичных зданий 11—21 % сметной стоимости здания; при землетрясении 7 баллов — 2,3—10,5 %; при землетрясении 6 баллов — 0,3—4,3 % и в среднем может оцениваться для 8, 7 и 6 баллов соответственно 16, 6 и 2 % сметной стоимости здания.

По данным [53], величины убытка от землетрясений приведены в табл. 37.

ТАБЛИЦА 37. УБЫТКИ ОТ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

Балл	Убытки от землетрясения в зданиях, построенных без антисейсмических мероприятий (% от первоначальной стоимости)	Убытки (%) от землетрясения при антисейсмических мероприятиях, рассчитанных на баллы			Убытки (%), предотвращенные благодаря антисейсмическим мероприятиям, рассчитанным на баллы		
		7	8	9	7	8	9
7	14	6	5	4	8	9	10
8	32	—	12	8	—	20	24
9	103	—	—	22	—	—	81

Накопление и уточнение аналогичных данных необходимо, в частности, при застройке города или населенного пункта с участками различной сейсмической активности, например крупнопанельными домами, рассчитанными на повышенную сейсмичность, унифицированные изделия для которых выпускает одно предприятие.

Для выработки критерииев оценки целесообразности и степени восстановления можно воспользоваться, например, методом, изложенным в [57], позволяющим определять оптимальные предварительные затраты на антисейсмическое усиление зданий и основанным на минимизации целевой функции величины полных затрат на антисейсмическое усиление и дополнительных затрат на восстановление поврежденных зданий. Пусть  $\rho$  — полные затраты на антисейсмическое усиление в процентах к стоимости сооружения;  $X$  — первоначальные затраты на антисейсмическое усиление в процентах к стоимости сооружения;  $T_p$  — расчетный срок службы сооружения;  $K_t$  — коэффициент приведения разновременных затрат к одному периоду времени;  $B_s$  — долговременная средняя частота возникновения в данной точке земной поверхности сейсмических колебаний любой интенсивности  $s$  или сейсмическая сотрясаемость;  $R(X, s)$  — матрица средневероятных убытков при землетрясении интенсивностью  $s$  баллов и при первоначальных затратах  $X$ . Тогда

$$\rho = X + \mu \sum_{s=6}^{s=9} B_s R(X, s), \quad (71)$$

где  $\mu = K_t T_p$ .

Оптимальная величина первоначальных затрат  $X$  определяется отысканием минимума функции экономического риска  $\rho$ , т. е. из условия

$$\frac{\partial \rho}{\partial X} = 0, \quad (72)$$

либо решением вариационной задачи в случае использования в (71) интеграла по  $s$  вместо суммы.

Зная ориентировочную стоимость антисейсмического усиления зданий в процентах к их стоимости, можно установить для зданий различных типов убытки при землетрясениях.

Функция  $R(X, s)$  может быть аппроксимирована более простой зависимостью, например полиномом второй степени

$$R(X, s) = a_0(s) X^2 + a_1(s) X + a_2(s). \quad (73)$$

Учитывая, что экспериментальные данные крайне ограничены, и поэтому будут постоянно корректироваться для различных типов зданий по мере изучения последствий землетрясений, коэффициенты  $a_0(s)$ ,  $a_1(s)$ ,  $a_2(s)$  рекомендуется при каждом значении  $s$  подбирать из условия наилучшей аппроксимации (например, в среднеквадратичном смысле) экспериментально полученных значений матрицы  $R(X, s)$ .

Коэффициенты  $a_{js} = a_j(s)$ , входящие в аппроксимационную формулу (73), при  $s = 6, 7, 8, 9$  баллов и  $j = 0, 1, 2$  следует подбирать так, чтобы была минимальной ошибка:

$$\Delta_s = \sum_i \left[ r_{is} - \left( \sum_{j=0}^2 a_{js} X_i^{2-j} \right) \right]^2. \quad (74)$$

Здесь  $r_{is}$  — эмпирическое значение убытков при землетрясениях в долях от сметной стоимости здания.

В этом случае коэффициенты  $a_{js}$  могут быть определены из условий:

$$\frac{\partial \Delta_s}{\partial a_j} = 0; \quad j = 0, 1, 2; \quad s = 6, 7, 8, 9. \quad (75)$$

При  $s = 6, 7, 8$  накопленных экспериментальных данных достаточно для определения коэффициентов  $a_{js}$ . Для нахождения  $a_{j9}$  экстраполируем недостающее экспериментальное значение (например,  $r_{2,9}$ ), проведя параболу через точки  $r_{2,s}$  ( $s = 6, 7, 8$ ) и предполагая, что  $r_{2,9}$  лежит на этой параболе. Используя (74) и (75), систему урав-

нений для определения  $a_{js}$  при любом  $s$  можно записать следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} a_{0s} \sum_i X_i^4 + a_{1s} \sum_i X_i^3 + a_{2s} \sum_i X_i^2 &= \sum_i r_{is} X_i^2; \\ a_{0s} \sum_i X_i^3 + a_{1s} \sum_i X_i^2 + a_{2s} \sum_i X_i &= \sum_i r_{is} X_i; \\ a_{0s} \sum_i X_i^2 + a_{1s} \sum_i X_i + n a_{2s} &= \sum_i r_{is}. \end{aligned} \right\} \quad (76)$$

Здесь  $n$  — число известных экспериментальных данных убытков при землетрясениях соответствующей интенсивности.

Решение системы (76) можно записать, используя известные формулы Крамера:

$$a_{0s} = (\Delta a_0)/\Delta; \quad a_{1s} = (\Delta a_1)/\Delta; \quad a_{2s} = (\Delta a_2)/\Delta, \quad (77)$$

где  $\Delta$  — определитель системы (76);  $\Delta a_0, \Delta a_1, \Delta a_2$  — определители, получающиеся при замене в  $\Delta$  соответствующего столбца столбцом из свободных членов системы.

Используя (71) и (73), запишем (72) следующим образом:

$$1 + \mu \sum_{s=6}^{s=9} B_s [2a_0(s)X + a_1(s)] = 0, \quad (78)$$

откуда легко определить экстремальное значение  $X = \bar{X}$ :

$$\bar{X} = -\frac{1}{2} \frac{(1/\mu) + \sum_{s=6}^{s=9} B_s a_1(s)}{\sum_{s=6}^{s=9} B_s a_0(s)}. \quad (79)$$

Используя приведенные рассуждения применительно к определению критериев необходимых затрат на восстановление зданий после землетрясений, будем исходить из предположения, что после землетрясения здание восстанавливается до первоначального состояния и затраты на восстановление равны  $R(X, s)$ .

Эта теория носит статистический характер. Повреждения зданий, имевших одинаковое первоначальное антисеймическое усиление, после землетрясения будут случайной функцией, математическое ожидание которой равно  $R(X, s)$ . Кроме того, многие из эксплуатируемых зданий либо не имеют антисеймического усиления, либо оно было назначено из расчета сеймической активности, отличающейся от определенной новыми картами

сейсмического районирования, и во всех случаях без оценки оптимальных затрат. Вопрос о целесообразном уровне восстановления таких зданий пока не подкреплен в достаточной мере исходной информацией и рассматривается в общем плане.

Используя апостериорную информацию — физический износ здания и фактический срок от начала эксплуатации до землетрясения, можно определить оптимальный уровень, до которого следует восстанавливать здание.

Пусть  $T_p$  — расчетный срок службы здания,  $T_z$  — время от начала эксплуатации до землетрясения. Считаем, что здание всегда восстанавливается, по крайней мере, до первоначального (неусиленного) состояния. Для определения оптимального уровня затрат на усиление сверх первоначального состояния можно воспользоваться формулой (79):

$$\bar{X}' = \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{(1/\mu' K') + \sum_{s=6}^{s=9} B'_s a_1(s)}{\sum_{s=6}^{s=9} B'_s a_0(s)} & \text{в случае } \bar{X}'' > 0; \\ 0 & \text{в случае } \bar{X}'' \leq 0. \end{cases} \quad (80)$$

Здесь  $\mu'$  — коэффициент приведения, который соответствует остаточному сроку службы здания  $\bar{T}_p = T_p - T_z$ ;  $K' \geq 1$  — коэффициент, характеризующий качество работ и степень физического износа здания;  $B'_s$  — сотрясаемость данного района на момент начала восстановления, которая может отличаться от сотрясаемости района к началу эксплуатации здания из-за корректировки таблиц сотрясаемости вследствие землетрясений, произошедших после ввода здания в эксплуатацию.

Если затраты на восстановление здания до первоначального состояния  $X_0$ , то полные оптимальные затраты на восстановление с учетом апостериорной информации

$$X_y = X_0 + \bar{X} \quad (81)$$

и могут отличаться от априорно предсказываемых затрат на восстановление  $R(X, s)$ .

Таким образом, задача сводится, в первую очередь, к назначению критериев, на основании которых следует решать вопрос о целесообразности восстановления или дополнительного усиления пострадавшего объекта и только затем, пользуясь приведенной на рис. 48 схемой, переходить к определению оптимальных затрат.

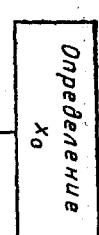


Рис. 48. Последовательность определения целесообразности восстановления или усиления объектов

ность размещения оборудования в соответствии с современными требованиями технологичности ( $\eta \leq 1$ ).

Если  $X_0 \leq 0,5^* \bar{\eta} \bar{s}$ , то необходим дополнительный анализ для решения вопроса о целесообразности восстановления объекта до первоначального состояния или усиления его до технически необходимого уровня, т. е. до стадии, отвечающей требованиям, предъявляемым к его сейсмостойкости.

Оптимальные затраты на усиление (восстановление) здания определяются в этом случае по формулам (80) и (81). Однако указанные рассуждения относятся только к экономической целесообразности усиления и не распространяются на здания, приданье повышенной сейсмостойкости которым ликтается рядом ограничений, предъявляемых требованиями сейсмостойкого строительства к объемно-планировочным и конструктивным решениям.

Если исходить только из условий экономической целесообразности, то можно (до проведения специальных исследований) ограничиться следующими положениями:

при  $\bar{X} < X_0$  объект подлежит усилению до стадии, определяемой формулой (81) и полностью отвечающей предъявляемым требованиям к сейсмостойкости,

при  $\bar{X} = X_0$  необходим анализ с привлечением дальнейшей инженерно-экономической оценкой результатов по каждому конкретному объекту.

В случае, если дополнительные затраты на усиление  $X'$  превышают затраты на восстановление здания до первоначального состояния  $X_0$ , по нашему мнению, можно ограничиться восстановлением объекта лишь до первоначального состояния. Этот случай может часто встречаться на практике, когда в результате землетрясения соответствующий населенный пункт относится к зоне сейсмичности, превышающей ранее принятую. В пользу восстановительных мероприятий до степени, отвечающей первоначальному состоянию объекта как наиболее масовой формы восстановления, говорят такие доводы:

на первом этапе задача сводится к оценке целесообразности восстановления поврежденного здания до первоначального состояния. Представляется допустимым принять, что восстановление нецелесообразно, если

$$\bar{X}_0 > 0,5^* \bar{\eta} \bar{s}, \quad (82)$$

где  $\bar{s}$  — остаточная стоимость объекта без учета возможных затрат на разборку здания;  $\eta$  — коэффициент, характеризующий возмож-

\* Значение коэффициента 0,5 подлежит уточнению и, по-видимому, должно назначаться дифференцированно для различных районов с учетом удаленности, наличия базы строиндустрии, назначения объекта и т. д.

неподесообразно массовое усиление объектов, которые получили незначительные повреждения (или не получили повреждений вообще), но находятся в тех же сейсмических зонах, что и поврежденные объекты; конструктивные антисейсмические мероприятия расчтаны на применение во вновь строящихся объектах и зачастую невыполнимы при восстановлении или реконструкции объекта, ранее возведенного без антисейсмических мероприятий;

изменение сейсмичности распространяется на требования, предъявляемые к зданиям, которые необходимо восстановить в возможно короткие сроки с расчетом на ограниченный срок их последующей эксплуатации.

Изложенные результаты и предложения следуют рассматривать как первое приближение решения задачи, которая является сложной и слабо подкрепляется крайней информацией и поэтому в настоящее время решается, как правило, на основании интуитивных оценок.

### 3. Способы восстановления зданий

Целью проведения восстановительных работ является увеличение несущей способности поврежденных конструктивных элементов здания и связей между ними, повышение их пространственной жесткости и восстановление способности оказывать сопротивление расчетным сейсмическим нагрузкам.

Возможность и целесообразность восстановления, выбор способов и схемы усиления определяются в каждом случае индивидуально с учетом степени, характера повреждения конструкций и эксплуатационного назначения здания, вида материала и его физико-механических характеристик, условий производства работ и технических экономических соображений.

Оценка несущей способности конструкций необходима для принятия решения о возможности их дальнейшего использования или усиления. Эта оценка производится инженерным обследованием объекта с последующим проверочным расчетом на основании полученных данных о фактической прочности материалов конструкций.

Некоторые физико-механические характеристики материалов определяются с помощью неразрушающих методов испытания, проверенных практикой и позволяющих

при минимальной трудоемкости

объем информации с достаточной для расчетов точности. При необходимости из тела поврежденных конструкций могут быть взяты образцы материала для испытания их в лабораторных условиях.

В зависимости от степени повреждения объекта назначаются восстановление отдельных элементов, усиление связей между элементами и мероприятий по повышению пространственной жесткости здания. Эти мероприятия назначаются в случае сильного повреждения большого числа конструктивных несущих элементов.

При выборе способа усиления следует стремиться к достижению следующих показателей:

1) минимальный, но достаточный объем работ по восстановлению здания с максимальным использованием существующих конструкций;

2) наименьший объем отделочных работ, так как стоимость и трудоемкость их часто превышают стоимость конструктивных мер по усилению;

3) минимальный перерыв в эксплуатации здания, связанный с проведением работ;

4) максимальная механизация, высокая технологичность при производстве работ.

Существующие способы восстановления зданий, пострадавших в результате землетрясения, могут быть разделены на три типа.

Тип I объединяет все приемы восстановления отдельных несущих элементов зданий — простенков, стен, колонн, ригелей, плит перекрытий, блоков, панелей.

Тип II объединяет способы восстановления связей между частями и элементами здания — утлов пересечений бетонных рам и т. п.

Тип III включает в себя способы восстановления и повышения пространственной жесткости здания, увеличивать и разделять сейсмическую нагрузку между всеми несущими элементами.

Изучение опыта ликвидации последствий землетрясений показывает, что необходимость применения этих типов зависит от степени повреждения, уровня антисейсмической защиты и конструктивной схемы здания.

Как правило, здания жесткой конструктивной схемы с низким показателем механической прочности мате-

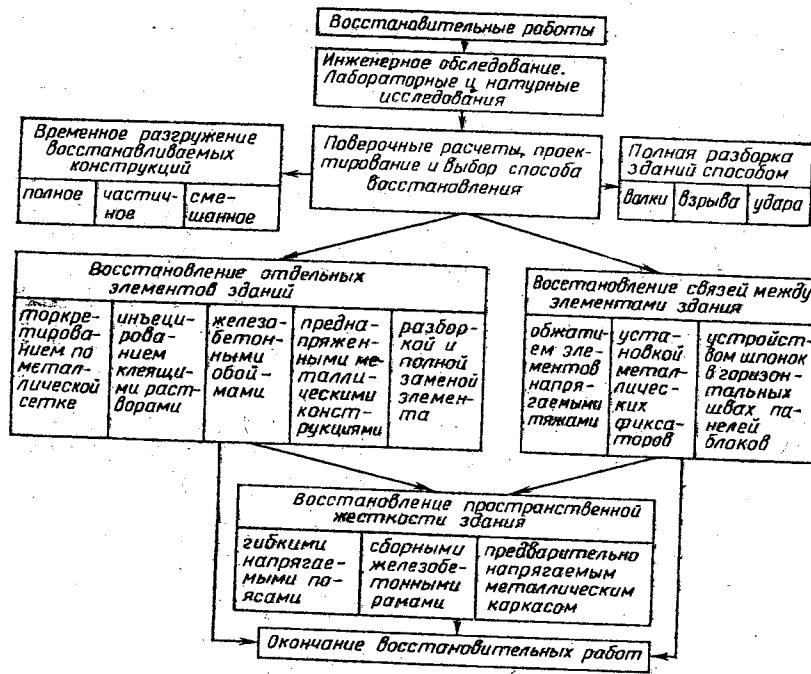


Рис. 49. Классификация способов восстановительных работ

риалов несущих конструкций (кирпичные, мелкоблочные) при землетрясении расчетной интенсивности требуют способов усиления типа I и II и в редких случаях типа III.

Для панельных и крупноблочных зданий обычно применяется тип II и изредка — типы I и III.

Имеющийся опыт повреждений каркасных зданий говорит о том, что для их восстановления при землетрясениях, превышающих расчетную интенсивность, применяется тип I и при значительном превышении расчетных нагрузок — тип II способа восстановления.

Тип III способа восстановления находит широкое применение для зданий жесткой конструктивной схемы, не имеющих достаточно конструктивных мер антисейсмической защиты при значительном повреждении большого числа несущих элементов и частичной потере устойчивости.

Для простоты изложения способы восстановления зданий представлены схематически на рис. 49. При вы-

ТАБЛИЦА 38. НАИБОЛЕЕ РАСПРОСТРАНЕННЫЕ СПОСОБЫ ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗДАНИЙ

Способ восстановления	Область применения	Краткое описание
Инъецирование полимерными растворами и kleями	Стены и другие несущие элементы из бетонных и каменных материалов	Составы, оборудование и способы нагнетания изложены в [4, 58]. Обеспечивают монолитность (прочность), превышающую прочность ближайших сечений. На поверхность стены, предварительно покрытую металлической сеткой и прикрепленную к ней, наносят торкрет-бетон. Для повышения жесткости в стыках крупнопанельных зданий под слоем торкрет-бетона могут устанавливаться уголки, которые крепятся к панелям болтами и гайками. Примеры устранения частичных повреждений приведены на рис. 50.
Торкретирование по металлической сетке	Стены крупнопанельных, крупноблочных, мелкоблочных и каменных зданий	В трещины, образовавшиеся в кладке, под давлением вводится цементное молоко или тесто. Горизонтальный напрягающий пояс в уровне каждого этажа из круглой стали в двухэтажных и из швеллеров в пятиэтажных зданиях. Натяжение осуществляется муфтами и болтовыми соединениями (рис. 51). Варианты усиления кирпичных зданий при отрыве стен приведены на рис. 52.
Инъецирование цементными растворами	Стены кирпичных зданий при ширине раскрытия трещин 1—10 мм	Горизонтальные, вертикальные, а зачастую и диагональные связи из прокатных элементов на сварке, расположаемые параллельно поврежденным стенам (рис. 53), препятствуют обрушению конструкций при повторных землетрясениях. Не эффективен с точки зрения повышения сейсмостойкости
Обжатие напрягающими тяжами	Каменные мелкоблочные, крупноблочные здания	
С помощью устройства наружного металлического каркаса	Несущие и ненесущие наружные каменные и бетонные стены	

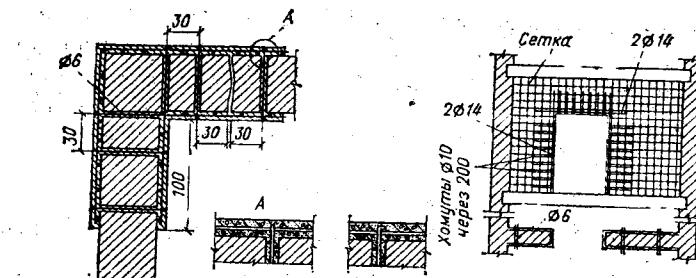


Рис. 50. Усиление кирпичных стен торкрет-бетоном

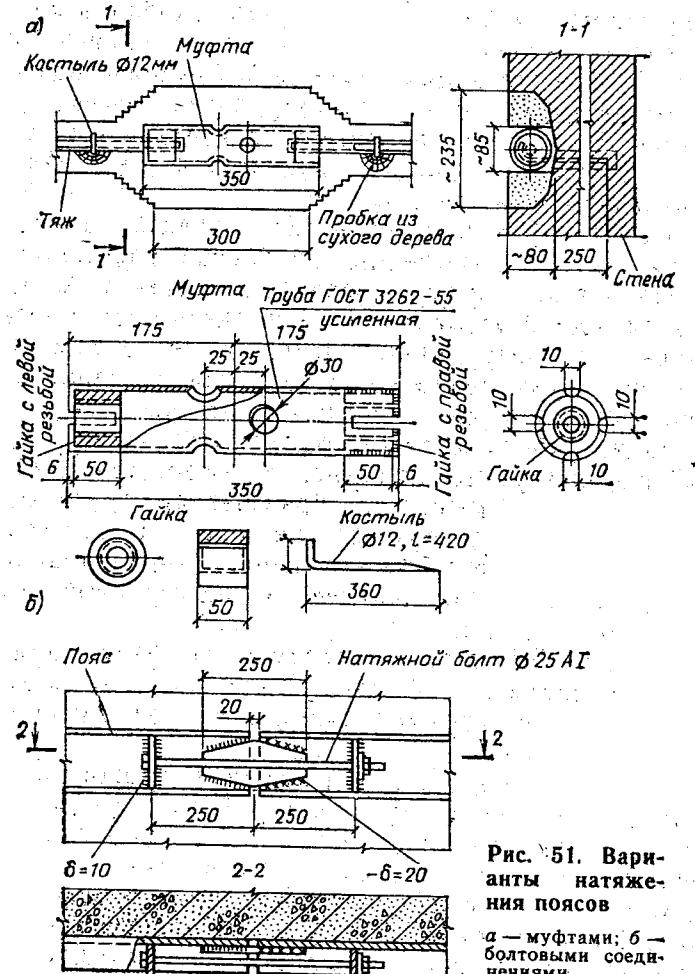


Рис. 51. Варианты натяжения поясов  
а — муфтами; б — болтовыми соединениями

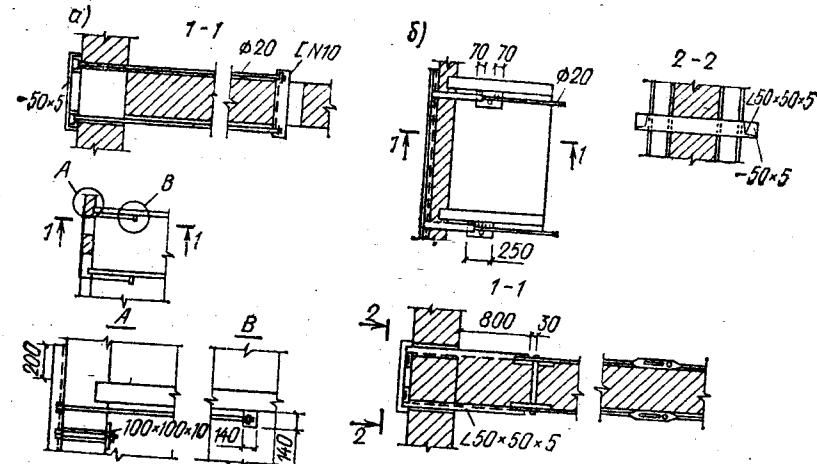


Рис. 52. Варианты монтажа металлоконструкций  
а — крепление при частичном отрыве стены по вертикали; б — крепление при  
полном отрыве стены по вертикали

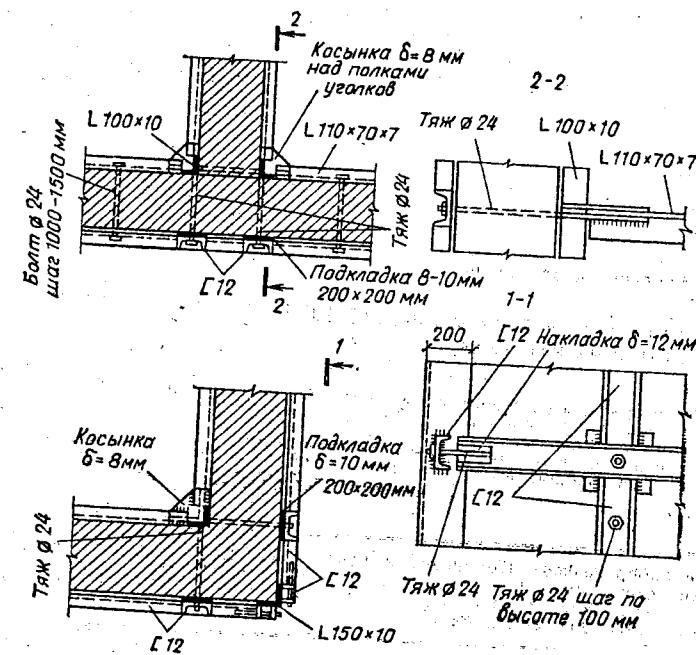


Рис. 53. Детали крепления здания по типу наружного каркаса

Продолжение табл. 38

Способ восстановления	Область применения	Краткое описание
С помощью предварительно напряженных тяжей	Здания со стенами из крупных бетонных блоков	Тяжи крепятся к напрягаемому горизонтальному металлическому поясу (рис. 54, а). Пояс выполняют из швеллера и прикрепляют на болтах к перемычному блоку. Установка горизонтального напрягаемого пояса к нему осуществляется тяжами крепления стен перпендикулярного направления (рис. 54, б)
С помощью железобетонных или металлических шпонок	Крупноблочные бетонные здания, крупнопанельные	Не более двух по высоте стыка на этаж для восприятия сдвигающих и растягивающих усилий (рис. 55, 56)
С помощью монолитных сборных железобетонных рам	Крупноблочные здания	Поперечные П-образные рамы обрамляют здания с наружных сторон и в продольном направлении связаны между собой монолитными или сборно-монолитными железобетонными ригелями по коньку и карнизам кровли (рис. 57)
С помощью металлических фиксаторов	Крупноблочные здания при двухрядной разрезке	С наружной и внутренней сторон наружных несущих стен оголяют арматуру перемычечных блоков и к ней приваривают металлические упоры: вверху и внизу проекционного блока, которые препятствуют его перемещению вдоль горизонтального шва [69]
С помощью предварительно напряженных подвесок	Каркасные многоэтажные здания	Для усиления ригеля или замены поврежденного элемента нагрузку передают на несущие конструкции вышележащего этажа (рис. 58), согласно [103]

Рис. 54. Усиление стен из блоков напряженными тяжами

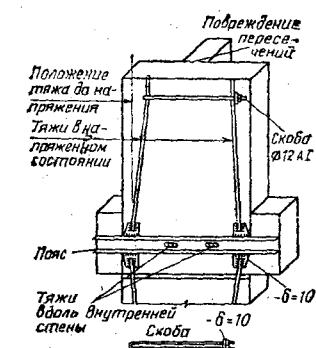


Рис. 55. Усиление металлическими шпонками

а — в виде пластин; б — из профилей; 1 — коротыш; 2 — болты; 3 — шпонка

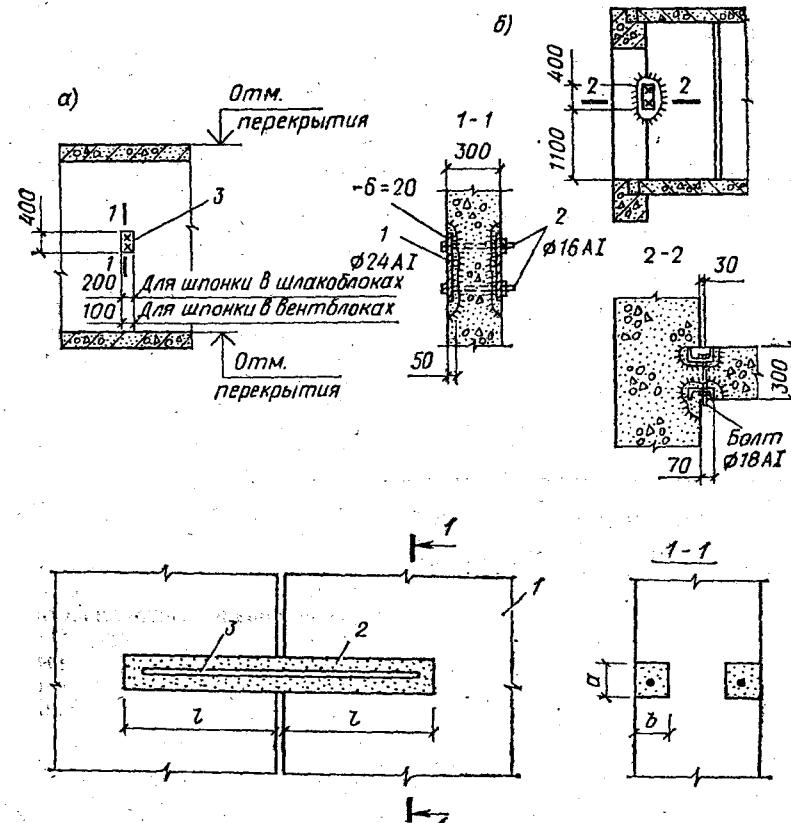


Рис. 56. Конструкция шпонки для усиления стыков в крупнопанельных зданиях

1 — панель; 2 — полимерный раствор; 3 — стержень

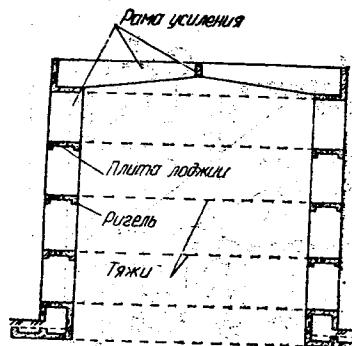


Рис. 57. Усиление здания из крупных блоков с железобетонными рамами

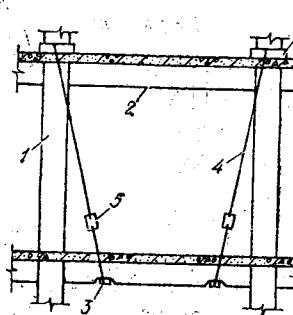


Рис. 58. Усиление с помощью предварительно напряженных подвесок

1 — колонна; 2 — ригель; 3 — анкерное устройство; 4 — тяж; 5 — натяжная муфта

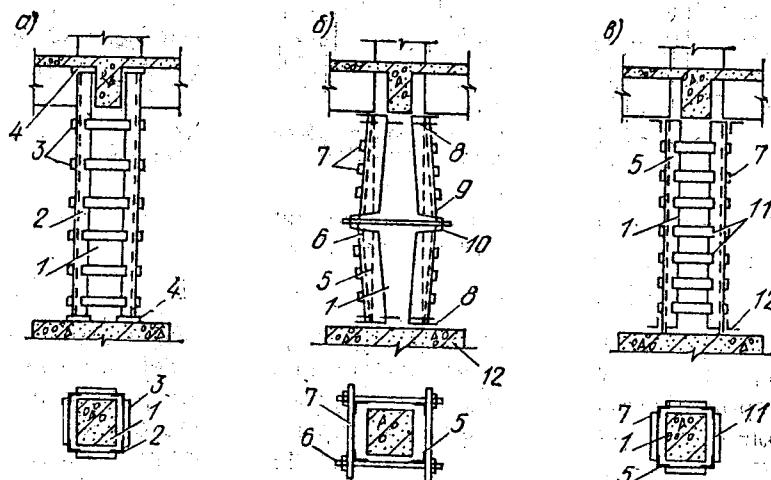


Рис. 59. Способы усиления железобетонных колонн

*a* — металлическая обойма; *2* — двусторонняя распорка в период монтажа; *3* — распорка в напряженном состоянии; *4* — усиливаемая колонна; *5* — стойка-уголок; *6* — соединительные пластины обоймы; *7* — прокладка, приваренная болтами; *8* — соединительные планки распорки; *9* — крепежный монтажный болт; *10* — вырез в боковой полке уголка в месте их перегиба при монтаже; *11* — соединительные планки, скрепляющие распорки; *12* — упорные уголки

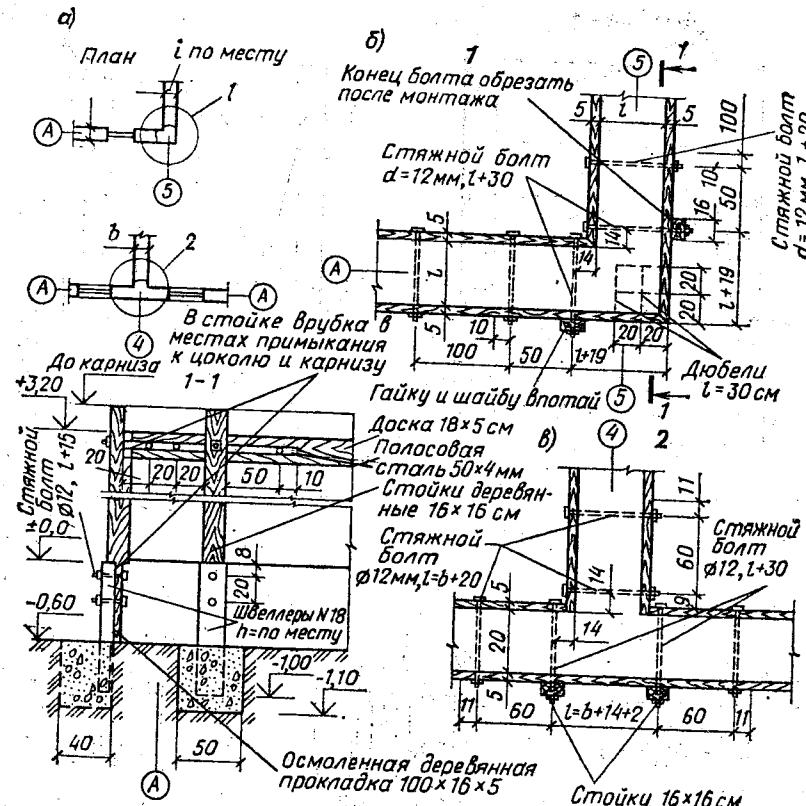


Рис. 60. Усиление здания при частичном отрыве  
а — угла стен; б — по вертикали примыкающих стен

бре способа восстановления следует также иметь в виду, что во избежание излишних затрат на сейсмостойкое строительство допускается повреждение второстепенных элементов, восстановление которых связано с небольшими расходами. К ним относятся перегородки, оконные переплеты, элементы сантехнического оборудования, заполнение каркасов, штукатурка стен, потолков, откосов, отдельные детали кровли, облицовка цокольной части здания и др.

Способы восстановления зданий и сооружений, поврежденных землетрясением, подробно рассматриваются в [62]. В табл. 38 приводятся наиболее распространенные из них для объектов массового строительства, обла-

сти применения, а также краткое описание с ссылками, где можно получить более подробную информацию.

Для усиления отдельных элементов могут применяться металлические обоймы (рис. 59). Для восстановления пространственной жесткости здания применяется, как правило, сочетание двух и более из изложенных способов восстановления. Один из них обеспечивает усиление отдельных элементов, второй — связь вертикальных элементов между собой, третий — связь вертикальных и горизонтальных элементов.

Способы восстановления зданий со стенами из местных материалов изложены в [62], но один из примеров приведен на рис. 60.

В зависимости от наиболее распространенных в соответствующих регионах конструктивных решений целесообразно создать классификацию решений, включая типовые, по усилению или восстановлению сооружений для придания им сейсмостойкости.

Эта классификация должна учитывать: конструктивное решение; существующий уровень сейсмооружения (или его отсутствие); степень повреждения и на их основе предусматривать необходимый (требуемый) уровень сейсмозащиты; конструирование решения по обеспечению требуемого уровня сейсмозащиты; необходимые средства и ресурсы для реализации предлагаемых решений.

## ГЛАВА 9. ВЛИЯНИЕ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ И КОНТРОЛЬ ЗА КАЧЕСТВОМ РАБОТ НА СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКЕ

Обеспечение высокого качества строительных работ является непременным условием сейсмостойкого строительства. Отступления от этого требования приводят не только к огромному ущербу, наносимому землетрясениями, но и к человеческим жертвам. Несмотря на принимаемые меры, качество строительства в сейсмических районах пока зачастую все еще остается неудовлетворительным. Последствия одного из сильных землетрясений на территории СССР — 19 марта 1984 г. в районе Газли — наглядно подтвердило, что низкое качество работ явилось одной из причин значительного повреждения

многих объектов: каркасных, крупнопанельных, крупноблочных, зданий из монолитного бетона, кирпичных, деревянных.

Далее будут изложены не только причины плохого качества работ и методы производства работ и контроля, но и меры по устранению дефектов, вызванных неудовлетворительным качеством строительства.

Рассмотрим наиболее характерные недостатки, приводящие к низкому качеству строительно-монтажных работ при различных конструктивных решениях. При выполнении работ на строительной площадке, связанных с изготовлением железобетонных конструкций, могут возникнуть дефекты бетонирования вследствие применения некачественных материалов, нарушения технологии производства бетонных работ и недостатков в изготовлении опалубки.

В железобетонных конструкциях дефекты разделяются на две основные группы. К первой группе относятся дефекты в виде гравилистой поверхности, неглубоких раковин и незначительных наплывов. Ко второй группе относятся глубокие и сквозные раковины, пустоты, трещины и отклонения от проектных размеров, которые могут возникать в результате загрузки бетона в опалубку с большой высоты, отсутствия послойного вибрирования, применения более жестких, чем предусмотрено по проекту, бетонных смесей, загрузки бетонной смеси после длительного транспортирования, при котором смесь начинала схватываться. Глубокие раковины и пустоты могут появиться чаще всего в местах труднодоступных и неудобных для укладки и вибрирования бетонной смеси.

Дефекты первой группы ликвидируются очисткой раковин зубилом и металлической щеткой от неплотного бетона и заделкой раствором или торкрет-бетоном. Дефекты второй группы ликвидируются по согласованию с проектной организацией.

Для заделки глубоких раковин следует применять бетон с крупностью заполнителя до 20 мм на портландцементе марок М400 и М500. Бетон следует подбирать на марку выше бетона ремонтируемой конструкции.

В случае, когда расчистка раковин может вызвать ослабление конструкции в целом, следует производить бетонирование нагнетанием раствора через отверстия в обоймах (накладках), установленных заранее на ремонтируемых участках конструкции.

Более опасными, чем раковины, являются пустоты. Они заделываются бетоном на мелком щебне, для ускорения твердения которого используется прогрев. Качество бетона проверяется внешним осмотром и пропусканием, а в сомнительных случаях — инструментальной дефектоскопией и пробными испытаниями.

При контроле качества сварных соединений внешнему осмотру и обмеру необходимо подвергать не менее 10, из которых три отбираются для механических испытаний на прочность. Допускается вместо вырезки деловых соединений использовать образцы, выполненные в тех же условиях, что и деловые соединения.

В случае одного отрицательного результата при повторных испытаниях образцов необходимо все деловые образцы подвергнуть 100 %-ному контролю радиографическим методом. Работы по сварке должны быть прекращены и могут быть возобновлены только после выявления причин устранения дефектов или усиления дефектных стыков. Сварщик, выполнивший эти сварные стыки, от работы по сварке отстраняется и может быть допущен только после получения положительных результатов испытаний вновь сваренных пробных стыков.

Арматурная сталь должна обладать хорошей свариваемостью, т. е. стойкостью расплавленного металла сварного шва против образования трещин в горячем наплавленном металле, соответствовать требованиям ГОСТа и приниматься на основании результатов контрольных испытаний в лаборатории.

В сварных арматурных сетках и каркасах, изготовленных контактной точечной сваркой, должны быть сварены все пересечения стержней периодического профиля.

При изготовлении арматурных сеток и каркасов с применением сварки плавлением необходимо соблюдать дополнительные требования: зачистку металла, соблюдать качество электродов, соответствующие условия для производства работ и др.

Сварные швы располагаются параллельно воспринимаемым ими усилиям. Прочность сварных швов должна быть больше прочности стыкуемых элементов на 15—20 %. Сварные швы в соединениях необходимо выполнять электродами, которые обеспечат достаточную пластичность швов. На рис. 61 показаны некоторые нарушения элементарных правил сейсмостойкого строительства применительно к железобетонным конструкциям.



Рис. 61. Повреждения в стене здания из монолитного керамзитобетона (Газли, 1984 г.)

В процессе приемки должны быть проверены также прочность бетона, а при необходимости морозостойкость и водонепроницаемость. Если контрольные образцы бетона показывают, что прочность элементов конструкций ниже проектной, то прочность бетона здания проверяется неразрушающими методами, а также взятием и испытанием бетонных кернов.

При приемке проверяется соответствие проекту осей и размеров конструкций, допустимые отклонения которых от проектных в зависимости от элементов конструкций составляют 3—20 мм, а также точность монтажа. Допустимые отклонения при монтаже сборных железобетонных конструкций находятся от  $\pm 5$ —20 мм.

Качество сварных стыковых соединений арматурных стержней должно контролироваться:

— проверкой основных и сварочных материалов, сварочного оборудования;

— проверкой точности сборки сварных соединений, качеством подготовки и сварки, режимами сварки;

— внешним осмотром, механическими испытаниями, проверкой с помощью физических методов сварных соединений.

Допустимые отклонения в размерах и качестве сварных соединений при монтаже сборных железобетонных конструкций составляют, как правило, не более 0,05—0,5 d, где d — диаметр свариваемой арматуры.

Последняя из перечисленных форм контроля представляет собой приемку партии готовых сварных соединений. Бетонирование конструкций до получения результатов контроля качества не допускается. Если наименьшие средние арифметические показатели прочности сварных соединений окажутся ниже браковочного минимума, то производятся повторный отбор и испытание контрольных образцов (6 шт.) с одновременным контролем радиографическими методами не менее 10 %.

Устранение перечисленных дефектов и соблюдение требований, обеспечивающих высокое качество железобетонных конструкций, позволяет решить эту проблему применительно к железобетонным каркасам зданий.

Результаты обследований крупнопанельных зданий, поврежденных землетрясениями, показывают, что несопадение осей панелей при монтаже резко ухудшило работу панелей и стыков зданий. Поэтому точность установки панелей и других конструкций следует регулярно проверять с помощью геодезических инструментов. Разбивку и контроль правильности монтажа крупнопанельных зданий необходимо вести поэтажно.

Установку панелей перекрытий на стены и панелей стен на перекрытия следует производить на слое цементного раствора, марка которого определяется расчетом, но должна быть не ниже М50.

Соединения панелей можно замоноличивать лишь при наличии чистых бетонных поверхностей. Для замоноличивания применяется только пластичный бетон с тщательным вибрированием, при этом марку бетона следует принимать не менее чем на одну ступень выше марки стыкуемых панелей и не ниже М200. Допустимые отклонения при монтаже панелей не должны превышать для различных операций 5—20 мм.

При возведении зданий из монолитного бетона особое внимание должно уделяться подвижности бетонной смеси, которая должна быть в следующих пределах: для керамзитобетона в летний период — 4—6 см, в зимний период — не более 4 см; для тяжелого бетона в летний период — 6—8 см, в зимний период — 4—6 см.

При изготовлении бетонной смеси, транспортировке и укладке бетона необходимо:

до минимума сократить промежуток времени от момента изготовления бетонной смеси до ее укладки; перевозить бетон в металлической закрытой таре; в зависимости от условий строительства, когда не требуется круглосуточной непрерывной укладки бетона, бетонирование на открытом воздухе производить в вечернее и ночное время;

до укладки тщательно проверить плотность опалубки, устранив щели, заделав тщательно стыки и т. д.; бетон по песчаному или гравийному основанию укладывать по предварительно обильно смоченному подстилающему слою;

опалубку до укладки бетона обильно увлажнять; бетон приготавливать в закрытом помещении или в тени.

Нельзя допускать частичной распалубки бетона. При необходимости быстрой распалубки бетона следует принять особые меры по уходу за бетоном.

В условиях жаркого и сухого климата уход за бетоном заключается в создании для бетона соответствующих термовлажностных условий, обеспечивающих сохранение в нем воды, необходимой для нормального процесса твердения. Одновременно уход должен предусматривать условия, которые предохраняют бетон от: механических повреждений; резкого высыпания, особенно поверхностных слоев; влияния дождей на свежий бетон. Уход за бетоном производится: увлажнением поверхности; покрытием поверхности бетона изолирующими покрытиями и пленками. Основным видом ухода за бетоном является увлажнение, которое осуществляется покрытием открытой поверхности бетона влажными материалами, поливкой открытой поверхности бетона. Бетон следует сразу покрыть влажным незагрязненным материалом. Покрытием могут служить брезент, мешковина, рогожка, маты, щиты и т. п.

Допускается применение слоя влажного крупнозернистого песка не менее 4—5 см, укладывающегося непосредственно по свежему бетону. Влажные опилки, шлак, земля (без комьев) и другие сыпучие покрытия допускаются лишь в случае, если они не соприкасаются непосредственно с поверхностью бетона. Для затвердевшего бетона это ограничение отпадает. Допускается бетон ук-

рывать брезентом, рогожей и т. д., а затем по мере отвердения бетона, заменять их сыпучими влажными покрытиями.

При укладке бетона при температуре наружного воздуха выше  $+30^{\circ}\text{C}$  поверх брезента, мешковины, рогожи, матов, щитов и т. д. рекомендуется сразу укладывать слой влажных сыпучих материалов. Допускается укладка по свежему бетону непроницаемой бумаги (толя, пергамента), но с обязательной засыпкой поверхности слоем влажных сыпучих материалов.

Поливка покрытия бетона должна производиться осторожно, чтобы струей воды не повредить неокрепший поверхностный слой бетона. Если бетон находится на солнце, то число поливок должно быть увеличено в 1,5 раза и поливать следует преимущественно в первой половине дня и после заката солнца. При других условиях поливают равномерно в течение дня, но обязательно по одному разу утром и вечером.

Дефекты, допущенные при уходе за бетоном, выявляются при испытании бетона в конструкции или образцах, выдержаных как и основной бетон: появляются характерные белые пятна, возникают мелкие трещины.

Контроль прочности на сжатие должен производиться при подъеме опалубки через 12—14 ч, затем в 3-, 7- и 28-дневном возрасте. Прочность должна составлять по отношению к проектной марке: а) при подъеме опалубки — 1—1,5%; б) через 12—14 ч — 5%; в) через 3 дня — 35%; г) через 7 дней — 70%; д) через 28 дней — 100%.

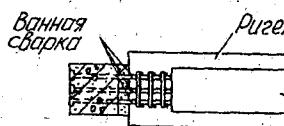
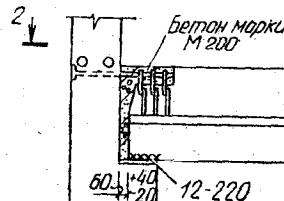
Подъем опалубки производится в том случае, если бетон достиг прочности не менее 0,2 МПа.

Скользящая опалубка должна подниматься непрерывно во избежание схватывания бетона и образования больших «срывов». Бетон в опалубку необходимо подавать постоянно с тем, чтобы ранее уложенный бетон не успел схватиться и образовать поверхностную корку, так как это может привести к созданию рабочего горизонтального шва и нарушению монолитности. Пример такого повреждения монолитной керамзитобетонной стены в результате землетрясения приведен на рис. 62.

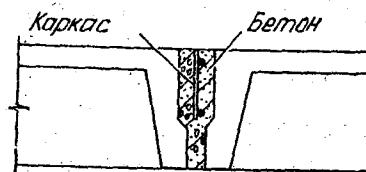
В случае необходимости возобновления бетонирования после длительного перерыва поверхность корку следует разрушить, удалить ее, промыть поверхность бетона и очистить стены опалубки от мусора.

Отклонения в размерах и положении монолитных

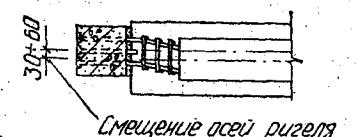
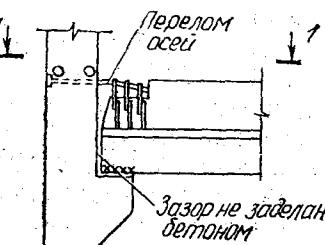
### а) По проекту



### б) По проекту



### Фактически



### Фактически

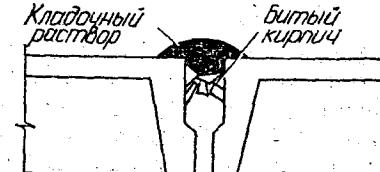


Рис. 62. Примеры некачественного выполнения узлов

а — стык ригеля с крайней колонной; б — стык панелей перекрытия

зданий не должны превышать для стен, возводимых в скользящей опалубке: при отсутствии промежуточных перекрытий 1/500 высоты сооружения, но не более 100 мм; при наличии промежуточных перекрытий 1/1000 высоты сооружения, но не более 50 мм.

В зданиях со стенами из камня основной причиной неудовлетворительного качества работ является низкая прочность сцепления раствора с камнем.

При выполнении каменной кладки в сейсмических районах особое внимание следует обращать на работы, от которых зависит сцепление камней с раствором. Камни перед укладкой необходимо тщательно очищать от на-

летов, полученных при транспортировке и хранении, а также налетов, связанных с недостатками технологии производства камней. Известно, что при загрязнении поверхности кирпича прочность сцепления резко уменьшается и может стать даже нулевой.

Необходимость удаления кирпичной пыли, образованной при транспортировке, — довод в пользу предварительного увлажнения кирпича даже в случае применения раствора жидкой консистенции. Кроме того, прочность сцепления кладки из увлажненного кирпича оказывалась в 1,5—3 раза больше прочности кладки из сухого кирпича [62]. Особое внимание сцеплению раствора с камнем следует уделять в районах с сухим и жарким климатом.

Кирпич, камни из легких пород для уменьшения поглощения воды из раствора должны перед укладкой смачиваться.

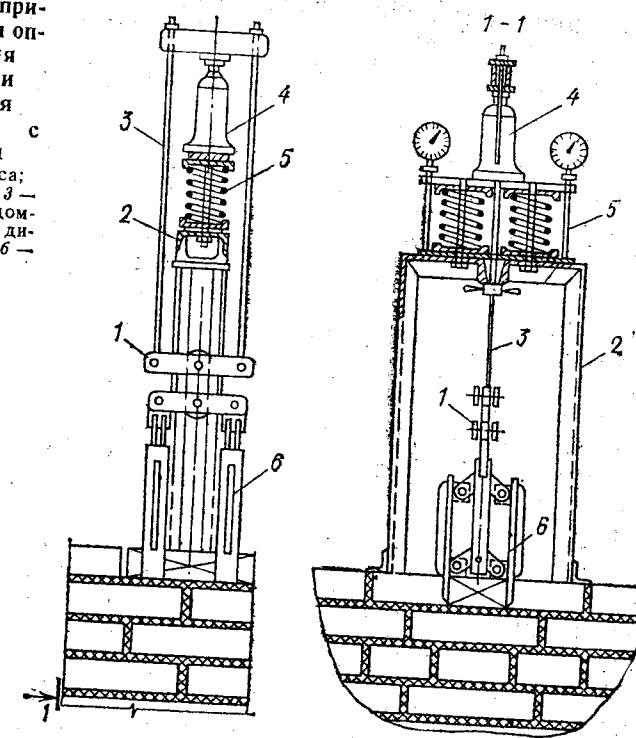
Исследования показали, что пористые природные камни, а также кирпич из лессовидных суглинков, обладающие высоким водопоглощением, необходимо погружать в воду не менее чем на 1 мин [135]. При подаче на рабочее место кирпича в контейнерах замачивание можно выполнять опусканием контейнера в воду на 1,5 мин. Вместе с тем необходимо следить, чтобы не получилось разжижения раствора, поскольку и обезвоживание и разжижение раствора снижают сцепление.

Подвижность раствора, связанная с содержанием пластификаторов и воды, сильно влияет на сцепление в кладке. Глубина погружения в раствор стандартного конуса, характеризующая его подвижность, должна быть в пределах: 6—8 см для кладки из камней тяжелых горных пород и крупных блоков; 12—18 см для кладки из кирпича и камней легких горных пород, а также для заполнения вертикальных шовов крупноблочной кладки. Если в растворах применяются пески, содержащие сверх нормы пылеватые частицы, то следует увеличивать количество цемента, которое устанавливается на основании результатов лабораторных испытаний.

При временной остановке производства работ не следует заливать раствором верхний ряд кладки. Продолжение работ необходимо начинать с полива водой поверхности кладки.

Для контроля фактического сцепления мелкоштучной кладки [134] в каждом отсеке здания следует выбирать

Рис. 63.  
Схема прибора для определения прочности сцепления раствора с кирпичом  
1 — траверса;  
2 — рама;  
3 — тяги;  
4 — домкрат;  
5 — динамометр;  
6 — захват



не менее трех участков, на которых производится не менее шести испытаний. На выбранном участке стены снимаются верхний ряд кладки и вокруг отрываемого камня расчищаются вертикальные швы, в которые заводятся захваты испытательной установки (рис. 63). Перед испытанием центрируется растягивающее усилие, прикладываемое к кирпичу. Нарастание этого усилия в секунду не должно превышать 3% ожидаемого разрушающего значения. Первые проверки прочности сцепления в возведимом здании необходимо производить через 7 дней после окончания кладки под оконными или дверными проемами первого этажа.

Нарастание сцепления в период с 7 до 28 дней определяют с помощью переходного коэффициента, установленного лабораторными испытаниями опытных кладок. Фактическое сцепление в кладке принимается по прочности 28-дневного возраста и определяется как среднее арифметическое результатов отдельных испытаний.

Среднее значение прочности сцепления на отдельных участках кладки должно составлять не менее 70 %, а по всему зданию не менее 90 % требуемого проектом значения. Если средняя прочность на отдельном участке окажется ниже 70 %, то необходимо провести повторные испытания на соседних участках кладки, результаты которых считаются окончательными. Для устранения указанного дефекта наряду с уходом за кладкой необходимо вводить в раствор специальные добавки, повышающие сцепление раствора с камнем (кирпичом).

Для уменьшения жесткости и повышения водоудерживающей способности растворов в их состав чаще всего вводится известь или глина. Повышенная удобоукладываемость и водоудерживающая способность цементно-известковых и цементно-глиняных растворов по сравнению с цементными, а также их малая усадка обеспечивают большую прочность сцепления в кирпичной кладке.

Для обеспечения должного сцепления в кладке из сухого кирпича с обычной и высокой водопоглощаемостью обязательно применение пластификатора. Следует отметить, что при значительном увлажнении кирпича и применении камней с низкой водопоглощаемостью эффективность пластификаторов падает.

В связи с этим были предложены органические пластификаторы, применение которых в малом количестве придает раствору необходимые удобоукладываемость и водоудерживающую способность. Эти пластификаторы представляют собой микропенообразователи, создающие при перемешивании растворной смеси мелкие пузырьки воздуха, обволакивающие песок. Эти пузырьки играют роль смазки, увеличивающей подвижность раствора.

Дефекты каменной кладки могут возникать из-за неравномерной толщины швов, пустошовки и т. п. В связи с этим в сейсмических районах применение для кладки растворов на цементных вяжущих, изготовленных без пластификаторов, не допускается, а в 8- и 9-балльных районах без специальных добавок не рекомендуется.

Выполнение кирпичной и каменной кладки вручную при отрицательной температуре для несущих и самонесущих стен (в том числе усиленных армированием или железобетонными включениями) при расчетной сейсмичности 9 и более баллов запрещается. При расчетной сейсмичности 8 и менее баллов допускается выполнение зимней кладки вручную с обязательным включением в

раствор добавок, обеспечивающих твердение раствора при отрицательных температурах.

Причиной дефектов кладки может быть раствор. Он в значительной степени утрачивает свои вяжущие свойства, если долго находится в расходных ящиках и сквачивается, а затем разбавляется водой и перемешивается. Замороженный и отогретый раствор также теряет часть этих свойств. Такие растворы не должны применяться.

При возведении каменной кладки следует тщательно контролировать соблюдение проектных размеров, отклонения [40] от которых не должны превышать приведенных в табл. 39.

ТАБЛИЦА 39. ДОПУСКАЕМЫЕ ОТКОЛЮНЕНИЯ ОТ ПРОЕКТНЫХ РАЗМЕРОВ, мм

Показатели	Материал стен		
	кирпич	пильный известняк	мелкий средний и крупный
Толщина стены			
Отметки обрезов и этажей	+10	+15	+15
Ширина простенков	15	15	15
Ширина проемов	-15	-20	-20
Смещение осей смежных оконных проемов	+15	+20	+20
Смещение осей конструкций	20	20	20
Поверхности и углы кладки по вертикали:			
на один этаж	10	10	10
» все этажи	10	10	10
Горизонтальность рядов кладки на 10 м длины стены	30	30	30
Неровности на вертикальной поверхности кладки, обнаруженные при на- кладывании рейки длиной 2 м:	15	20	20
оштукатуриваемой	10	10	10
неоштукатуриваемой	5	5	5
Толщина горизонтальных швов	{+3 -2	+3 -2	±5 -2
Толщина вертикальных швов	-2	-2	-

При возведении зданий в сейсмических районах необходимо внимательно следить за правильностью выполнения антисейсмических мероприятий, составляя на эти работы соответствующие акты и паспорта.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ<sup>1</sup>

1. Автомобильные дороги. СНиП II-Д.5-72. — М.: Стройиздат, 1973. — 60 с.
2. Айзенберг Я. М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. — М.: Стройиздат, 1976. — 228 с.
3. Айзенберг Я. М. и др. Сейсмоизоляция и адаптивные системы сейсмозащиты. — М.: Наука, 1983. — 140 с.
4. Александриян Э. П. Прочность и деформативность стыков сборных железобетонных конструкций, замоноличенных полимеррастворами. — Тбилиси: Мецниереба, 1976. — 115 с.
5. Антисейсмические опоры системы GAPEC (Франция). — В кн.: Сейсмостойкое строительство. — М.: ЦНИИС Госстроя СССР, вып. 1, 1980.
6. Аубакиров А. Т., Ержанов С. Е. Особенности реакции зданий и сооружений с упругими ограничителями колебаний на сейсмические воздействия. — В кн.: Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. — Алма-Ата: Казахстан, 1977.
7. Ашрабов А. Б., Рассказовский В. Т., Мартемьянов А. И. Проектирование, возведение и восстановление зданий в сейсмических районах. — Ташкент: Узбекистан, 1968. — 484 с.
8. Баженов Ю. М. Бетон при динамическом нагружении. — М.: Стройиздат, 1970. — 350 с.
9. Баркан Д. Д. и др. Современное состояние теории сейсмостойкости и сейсмостойкие сооружения. — М.: Стройиздат, 1973. — 280 с.
10. Барштейн М. Ф. Приложение вероятностных методов к расчету сооружений на сейсмические воздействия. — Строительная механика и расчет сооружений. 1960, № 2. с. 14—16.
11. Бердыева Р. С. Влияние нагрузки типа сейсмической на слабоармированные элементы. — Строительство и архитектура Узбекистана. 1966, № 1, с. 12—13.
12. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП II-21-75. — М.: Стройиздат, 976. — с. 58.
13. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. СНиП II-56-77. — М.: 1977. — с. 60.
14. Болотин В. В. Статистические методы в строительной механике. — М.: 1965. — 225 с.
15. Бородин Л. А. Расчет протяженных систем с податливыми в плане перекрытиями на сейсмическую нагрузку. — Сейсмостойкое строительство. 1974, № 5. с. 18—20.

<sup>1</sup> Список литературы сделан с учетом развития вопроса.

16. Быховский В. А., Гольденблат И. И. К вопросу о надежности и оптимальности сейсмостойкого строительства. — В кн.: Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. М.: Стройиздат, 1967, с. 125—130.
17. Васильев А. П., Болченков Ю. П., Тябликов Ю. Е. Прочность стыков и узлов железобетонных каркасов многоэтажных зданий при нагрузках типа сейсмических. — Бетон и железобетон, 1968, № 8, с. 18—21.
18. Временные указания по проектированию и строительству монолитных и сборно-монолитных зданий повышенной этажности в Молдавской ССР (РСН 13-77). — Кишинев: Оргстрой, 1977. — с. 80.
19. Газлийские землетрясения 1976 г. (инженерный анализ последствий); — М.: Наука, 1982. — 196 с.
20. Гидротехнические сооружения речные. СНиП II-50-74. — М.: Стройиздат, 1975. — с. 45.
21. Гольденблат И. И. О возможности построения стохастической теории сейсмостойкости. — М.: Госстройиздат, 1968. — с. 106.
22. Гольденблат И. И., Николаенко Н. А. Расчет конструкций на действие сейсмических сил. — М.: Госстройиздат, 1961. — с. 350.
23. Горшков Г. П., Якушева А. Ф. Общая геология. — М.: 1983.
24. Губин И. Е. О детальном сейсмическом районировании. В кн.: Детальное сейсмическое районирование. М.: Наука, 1980, с. 121.
25. Динамика сплошных сред в расчетах гидротехнических сооружений./Под ред. В. М. Лятхера, Ю. С. Яковлева. — М.: Энергия, 1976. — 391 с.
26. Динамические свойства строительных материалов. — М.: Стройиздат, 1940. — 182 с.
27. Европейская сейсмологическая комиссия, XIX Генеральная ассамблея, тезисы докладов. — М.: 1984. — 175 с.
28. Жаров А. М. Исследование сейсмостойкости протяженных сооружений при нестационарных воздействиях. — В кн.: Материалы к Всесоюзному совещанию по проектированию и строительству сейсмостойких зданий и сооружений. — М.: 1971, с. 75—81.
29. Жаров А. М. Оценка распределения случайного процесса воздействия на сооружение при землетрясении. — В кн.: Сейсмостойкость зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, вып. 2, 1979, с. 112—123.
30. Железные дороги колеи 1520 м. СНиП II-39-76. — М.: Стройиздат, 1977. — 78 с.
31. Жунусов-Т. Ж. Колебания зданий при мощных взрывах в Медео. — В кн.: Колебания зданий при взрывах и землетрясениях, вып. 6 — Алма-Ата, 1972. — с. 65—79.

32. Завриев К. С. Динамическая теория сейсмостойкости. — Тбилиси: 1936. — с. 258.
33. Завриев К. С. Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость. — Изв. Тифлисского политехн. ин-та, 1928. — с. 115—132.
34. Ильичев В. А., Монголов Ю. В., Шаевич В. М. Свайные фундаменты в сейсмических районах. — М.: Стройиздат, 1983. — 144 с.
35. Ильичев В. А. Особенности возведения фундаментов в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1982. — 67 с.
36. Инструкция по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений. — М.: Госстройиздат, 1962. — 42 с.
37. Инструкция по проектированию конструкций жилых зданий (ВСН 32-77). — М.: Стройиздат, 1978. — 62 с.
38. Казина Г. А., Килимник Л. Ш. Конструкции сейсмостойкого зданий в зарубежном строительстве (обзор). — М.: ЦНИИС Госстроя СССР, 1974. — 60 с.
39. Каменные и армокаменные конструкции. СНиП II-22-81. — М.: Стройиздат, 1981. — 75 с.
40. Каменные конструкции. Правила производства и приемки работ СНиП III-B.4-72. — М.: Стройиздат, 1972. — 95 с.
41. Карапетян Б. К., Карапетян Н. К. Сейсмические воздействия на здания и сооружения. — М.: Наука, 1978. — 159 с.
42. Карцигадзе Г. Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений. — М.: Транспорт, 1974. — 168 с.
43. Карцигадзе Г. Н., Медведев С. В., Напетваридзе Ш. Г. Сейсмостойкое строительство за рубежом. — М.: Госстройиздат, 1962. — 225 с.
44. Кларк Д., Вуд Д. Свойства некоторых металлов и сплавов при растягивающем ударе. — Механика, 1952, № 1, с. 18—25.
45. Козлов И. М. Напряженные пояса для придания зданиям пространственной жесткости. — М.: Мосжилпроект, 1966. — 128 с.
46. Корчинский И. Л. Влияние протяженности в плане зданий на величину возникающей в нем сейсмической нагрузки. — В кн.: Сейсмостойкость промышленных зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1962. — с. 161—170.
47. Корчинский И. Л. Расчет сооружений на сейсмические воздействия, научное сообщение ЦНИИПСа, вып. 14. — М.: Госстройиздат, 1954. — 134 с.
48. Корчинский И. Л. Расчет строительных конструкций на вибрационную нагрузку. — М.: Стройиздат, 1948. — 218 с.
49. Корчинский И. Л., Беченева Г. В. Прочность строительных материалов при динамических нагружениях. — М.: Стройиздат, 1966. — 251 с.
50. Корчинский И. Л., Поляков С. В. и др. Основы проектирования зданий в сейсмических районах. — М.: Госстройиздат, 1961. — 488 с.
51. Корчинский И. Л., Ржевский В. А. Исследование прочности железобетонных конструкций при действии нагрузок типа сейсмических. — Бетон и железобетон, 1966, № 1, с. 25—34.
52. Кульмач П. П. Сейсмостойкость портовых гидroteхнических сооружений. — М.: Транспорт, 1970. — 160 с.
53. Курмаев А. М., Шорохов Г. Г. Справочник по антисейсмическим мероприятиям в гражданском и промышленном строительстве. — Кишинев: Картия Молдовеняскэ, 1979. — 207 с.
54. Ликвидация последствий Ташкентского землетрясения. — Ташкент: ФАН, 1972. — 246 с.
55. Ляяхер В. М., Фролова Н. И. Вероятностное задание сейсмических воздействий. Изв. АН СССР, № 7, 1980, с. 35—47.
56. Ляяхер В. М. Оценка сейсмостойкости гидroteхнических сооружений/Тр. Гидропроекта, № 44, 1975, с. 101—129.
57. Мартемьянов А. И. Инженерный анализ последствий землетрясений 1946 и 1966 гг. в Ташкенте. — Ташкент: ФАН, 1967. — 197 с.
58. Мартемьянов А. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений, возводимых в сельской местности. — М.: Стройиздат, 1982. — 176 с.
59. Мартемьянов А. И., Александрян Э. П., Цикаридзе Д. А. Метод восстановления крупнопанельных зданий, поврежденных землетрясением. — Бетон и железобетон, 1978, № 3, с. 14—18.
60. Мартемьянов А. И., Бобров Ф. В. О дальнейшем совершенствовании норм сейсмостойкого строительства. — Строительная механика и расчет сооружений, 1983, № 4, с. 39—41.
61. Мартемьянов А. И., Пискарев В. В. К исследованию сейсмостойкости зданий и сооружений методом электромоделирования./ Тр. ЦНИИСК, вып. 33. — М.: Стройиздат, 1974. — с. 44—60.
62. Мартемьянов А. И., Ширин В. В. Способы восстановления зданий и сооружений, поврежденных землетрясением. — М.: Стройиздат, 1978. — 204 с.
63. Махадзе Л. Н. Комплексный метод исследования сейсмостойкости каменных зданий. — Тбилиси: Мецниереба, 1983. — 111 с.
64. Медведев С. В. Инженерная сейсмология. — М.: Госстройиздат, 1962. — 284 с.
65. Медведев С. В. Новая сейсмическая школа. — Тр. Геофизического ин-та АН СССР, № 21, 1953. — с. 48—54.
66. Медведев С. В., Шпонхойер В., Карник В. Шкала сейсмической интенсивности MSK-64. — М.: Наука, 1965. — 18 с.
67. Мелик-Адамян Р. О. Динамические характеристики кирпичной кладки и их зависимости от ее напряженного состояния. — М.: Стройиздат, — 1941. — 185 с.
68. Мелик-Елчян А. Г. Рекомендации по повышению сейсмостой-

- кости зданий методом экранирования сейсмических волн. — Тула: Приок. кн. изд-во, 1980. — 218 с.
69. Методика инженерного анализа обследования последствий землетрясений. — М.: Стройиздат, 1980. — 147 с.
  70. Методические указания по проектированию мероприятий, повышающих сейсмостойкость зданий со стенами из блоков пильного известняка. — Киев: 1971. — 44 с.
  71. Мосты и трубы. СНиП II-Д.7-62. М.: Стройиздат, 1964. — 59 с.
  72. Назаров А. Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил, издательство АН Арм. ССР. — Ереван: 1959. — 141 с.
  73. Назаров А. Г. О механическом подобии твердых тел. — Ереван: 1965. — 128 с.
  74. Назин В. В. Индустириализация строительства сооружений сейсмостойкой конструкции. — Киев. Будивельник, 1979. — 185 с.
  75. Напетваридзе Ш. Г. Некоторые задачи инженерной сейсмологии. — Тбилиси, Мецниереба, 1973. — 206 с.
  76. Напетваридзе Ш. Г. Сейсмические силы и деформации, возникающие в протяженном сооружении. — В кн.: Сейсмостойкость сооружений. — Тбилиси: 1968. — с. 98—115.
  77. Напетваридзе Ш. Г. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений. — М.: Стройиздат, 1959. — 210 с.
  78. Николаенко Н. А. Вероятностные методы динамического расчета машиностроительных конструкций. — М.: Машиностроение, 1967. — 215 с.
  79. Нормы и правила строительства в сейсмических районах (СН 8-57) — М.: Стройиздат, 1957. — 66 с.
  80. Ньюмарк Н., Розенблют Э. Основы сейсмостойкого строительства. М.: Стройиздат, 1980. — 215 с.
  81. Основания гидротехнических сооружений. СНиП II-16-76. — М.: Стройиздат, 1977. — 72 с.
  82. Основания зданий и сооружений. СНиП II-15-74. — М.: Стройиздат, 1975. — 62 с.
  83. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах, СНиП III-18-76. — М.: Стройиздат, 1977. — 54 с.
  84. Павлык В. С. Принципы проектирования сейсмостойких зданий с повышенными диссипативными свойствами. — В кн.: Основные направления исследований по сейсмостойкому строительству. — М.: ЦНИИС Госстроя СССР, 1971. — с. 117—121.
  85. Плотины бетонные и железобетонные. СНиП II-54-77. — М.: Стройиздат, 1978. — 52 с.
  86. Плотины из грунтовых материалов. СНиП II-53-73. — М.: 1974. — 44 с.
  87. Поляков С. В. К оценке спектрального состава колебаний сооружений при землетрясениях по данным зарубежных исследова-

- ний и норм. — Строительная механика и расчет сооружений, 1978, № 2, с. 12—14.
88. Поляков С. В. Последствия сильных землетрясений. — М.: Стройиздат, 1978. — 311 с.
  89. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий. — М.: Высшая школа, 1969. — 333 с.
  90. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий (основы теории сейсмостойкости). — М.: Высшая школа, 1983. — 304 с.
  91. Поляков С. В., Айзенберг Я. М., Ойзерман В. И. О проекте новой главы СНиП II-7 «Строительство в сейсмических районах». — Строительная механика и расчет сооружений, 1979, № 4, с. 19—21.
  92. Поляков С. В., Килимник Л. Ш., Солдатова Л. Л. Опыт возведения зданий с сейсмоизолирующим поясом в фундаменте. — М.: Стройиздат, 1984. — 31 с.
  93. Предсказание землетрясений./Под ред. Е. Ф. Саваренского.— М.: Мир, 1968. — 114 с.
  94. Пример расчета многоэтажного каркасного здания со стекловым заполнением и без него на сейсмические воздействия и указания к примеру расчета. — М.: Госстройиздат, 1961. — 71 с.
  95. Примеры расчета многоэтажного крупнопанельного жилого здания на сейсмические воздействия и указания к примерам расчета. — М.: Госстройиздат, 1962. — 75 с.
  96. Проектирование сейсмостойких зданий, Т 3. М.: Стройиздат, 1971, с. 219—234.
  97. Проектирование и строительство искусственных сооружений (справочно-методическое руководство)./Под ред. Д. И. Федорова.— М.: Транспорт, 1978. — 130 с.
  98. Рассказовский В. Т. Основы физических методов определения сейсмических воздействий. — Ташкент: ФАН, 1973, с. 6—43.
  99. Рассказовский В. Т., Алиев И. Х. Общие и региональные коэффициенты динамичности для определения сейсмической нагрузки. — Ташкент, ФАН, 1978, — 85 с.
  100. Рассказовский В. Т., Мартемьянов А. И., Алиев И. Х., Гамбург Ю. А. Определение региональных сейсмических коэффициентов динамичности для зданий и сооружений, возводимых и восстанавливаемых в районе Газли. — Строительная механика и расчет сооружений, 1985, № 5, с. 23—28.
  101. Рашидов Т. Динамическая теория сейсмостойкости сложных систем подземных сооружений. — Ташкент: ФАН, 1973, — 182 с.
  102. Рашидов Т. Р., Дорман И. Я., Ишанходжаев А. А. и др. Сейсмостойкость тоннельных конструкций метрополитенов. — М.: Транспорт, 1975. — 125 с.
  103. Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов

- зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. — М.: Стройиздат, 1975. — 66 с.
104. Рекомендации по усилению железобетонных конструкций зданий и сооружений предприятий горнодобывающей промышленности. — М.: Стройиздат, 1974. — 54 с.
105. Рекомендации по рациональной области применения в строительстве свай различных видов. — М.: Стройиздат, 1978. — 48 с.
106. Рекомендации по проектированию фундаментов из пирамидальных свай для зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. М.: НИИОСП, 1966. — 48 с.
107. Рекомендации по проектированию свайных фундаментов с промежуточной продушкой для зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. — Кишинев: ЦК КП Молдавии, 1974. — 34 с.
108. Рекомендации по проектированию фундаментов из набивных свай для зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. — М.: Стройиздат, 1980. — 32 с.
109. Рекомендации по испытанию свайных фундаментов зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. — Красноярск, 1976. — 48 с.
110. Руководство по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. — М.: Стройиздат, 1978. — 89 с.
111. Руководство по проектированию жилых и общественных зданий с железобетонным каркасом, возводимых в сейсмических районах. — М.: Стройиздат, 1978. — 142 с.
112. Руководство по учету сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений. К разд. 5 гл. СНиП II-A.12-69. О. А. Савинов, Н. Д. Красников, Ш. Г. Напетваридзе, В. Ф. Иванищев, Я. И. Наталиус и др., Л.: 1977. — 164 с.
113. Саваренский Е. Ф., Кирнос Д. П. Элементы сейсмологии и сейсмометрии. — М.: Техиздат, 1955. — 162 с.
114. Савинов О. А. Сейсмостойкость плотин из грунтовых материалов. Изв. вузов, Строительство и архитектура. № 11, Новосибирск, НИСИ им. В. В. Куйбышева, 1977, с. 122—132.
115. Савинов О. А. Экспериментальное исследование вибраций железобетонной рамы, составленной из «коротких» стержней. Тр. НИС ЛО глубинных работ, вып. I. — М.: Госстройиздат, 1940. — с. 96—99.
116. Савинов О. А., Уздин А. М. Об учете грунтовых условий в расчетах на сейсмостойкость крупных инженерных сооружений. — Строительная механика и расчет сооружений, 1979, № 6, с. 21—23.
117. Сборник советско-американских работ по прогнозированию землетрясений. — Душанбе: «Дониш», 1979. — 144 с.
118. Свайные фундаменты, СНиП II-17-77. — М.: Стройиздат, 1878. — 71 с.
119. Сейсмостойкое строительство зданий. /Под ред. И. Л. Корчинского. — М.: Высшая школа, 1971. — 319 с.
120. Сейсмическое районирование территории СССР. /Под ред. В. И. Бунэ и Г. П. Горшкова. — М.: Наука, 1980. — 307 с.
121. Сейсмическая шкала и методы измерения сейсмической интенсивности. /Под ред. А. Г. Назарова и Н. В. Шебалина. — М.: Наука, 1975. — 279 с.
122. Сейсмостойкость транспортных, гидромелиоративных и других сетевых сооружений. — Тбилиси: Мецниереба, 1976. — 215 с.
123. Синицын А. П. Влияние бегущей сейсмической волны на массивные сооружения. /Тр. Ин-та физики Земли АН СССР, вып. 5. — М.: 1971. — с. 151—164.
124. Синицын А. П. Практические методы расчета сооружений на сейсмические нагрузки. — М.: Стройиздат, 1967. — 234 с.
125. Сорокин Е. С. Динамический расчет несущих конструкций зданий. — М.: Госстройиздат, 1956. — 257 с.
126. Строительство в сейсмических районах. СНиП II-A.12-69. — М.: Стройиздат, 1970. — 64 с.
127. Строительство в сейсмических районах. СНиП II-7-81. — М.: Стройиздат, 1982. — 75 с.
128. Справочник проектировщика. Динамический расчет зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1984, с. 35—38.
129. Ташкентское землетрясение 26 апреля 1966 г. — Ташкент: ФАН, 1971. — 545 с.
130. Технические условия проектирования железнодорожных, автомобильных и городских мостов и труб (СН 200-62). — М.: Трансжелдориздат, 1962. — 48 с.
131. Указания по проектированию и устройству фундаментов из пирамидальных свай (РСН 224-75). — Киев: Госстрой УССР, 1975. — 53 с.
132. Указания по размещению объектов строительства и ограничению этажности зданий в сейсмических районах (СН 429-71). — М.: Стройиздат, 1972. — 66 с.
133. Указания по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 365-67). — М.: Стройиздат, 1967. — 72 с.
134. Указания по определению прочности сцепления в каменной кладке (СН 434-71). — М.: Стройиздат, 1972. — 54 с.
135. Указания по повышению монолитности кирпичной кладки сейсмических районах с сухим и жарким климатом (РСН 01-73). — Ташкент: ТашЗНИИЭП, 1973. — 34 с.

136. Уразбаев М. Т. Сейсмостойкость упругих и гидроупругих систем. — Ташкент: ФАН, 1966. — 271 с.
137. Хачян Э. Е. Некоторые прикладные задачи теории сейсмостойкости сооружений. — Ереван, 1963. — 253 с.
138. Хачян Э. Е., Амбарцумян В. А. Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. — М.: Наука, 1981. — 203 с.
139. Черепинский Ю. Д. К сейсмостойкости зданий на кинематических опорах. — Основания, фундаменты и механика грунтов», 1973, № 3, с. 18—21.
140. Шапиро Г. А., Ашхинадзе Г. Н., Симон Ю. А. Вибрационные испытания здания. — М.: 1972. — 223 с.
141. Шебалин И. В. Землетрясения — наука о землетрясениях. — М.: Знание, 1974. — 61 с.
142. Шейнин И. С. Колебания конструкций гидро сооружений в жидкости. — М.: Энергия, 1967. — 314 с.
143. Шкала для определения силы землетрясений в пределах от 6 до 9 баллов. ГОСТ 6249—52.
144. Шульман С. Г. Расчет сейсмостойкости гидро сооружения с учетом влияния водной среды. — М.: Энергия. М.: 1976. — 121 с.
145. Эйб Дж. А. Землетрясения./Пер. с англ.— М.: Недра, 1982. — 263 с.
146. Basic concepts of seismic codes, vol. I, The International Association for Earthquake Engineering, Tokyo, 1980, 103 p.
147. Basic concepts of seismic codes, vol. II, The International Association for Earthquake Engineering, Tokyo, 1982, 49 p.
148. Biot M. A. A mechanical analizer for the Prediction of earthquake stress, Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 31, No. 2, 1941.
149. Gutenberg B., Richter C. F. Seismicity of the Earth, 1954.
150. Earthquake Resistant Regulations a World List, 1980, IAEE, Tokyo, 1980.
151. Земетресениета Вранча — 1977. Последствия в НР България, София, 1983, 428 с.
152. Mononobe N. Journal of the Civil Engineering Society, Tokyo, 1920.
153. Omori F. Publications of the Earthquake Investigations in Foreign Languages, No. 4, Tokyo, 1900.
154. Penzien J., Clough R. W. Damage to Highway Bridge Structures San Fernando, California, Earthquake of February 1971, California, 1975.
155. Proc. 2 WCEE, Tokyo and Kyoto, Japan, 1960.
156. Proc. 3 WCEE
157. Proc. 4 WCEE, Santiago, Chile, 1969.
158. Proc. VI WCEE, New Delhi, 1977.
159. Proc. VII ECEE, Athens, Greece, vol. 4, 1982.
160. Proc. VIII WCEE, San Francisco, USA, 1984.
161. Repair of buildings damaged by earthquakes, United Nations, New York, 1977, 121 p.
162. Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings. National Bureau of Standards. Washington, 1978, 506 p.
163. The Agadir, Morocco Earthquake. Committee of structural steel institute. New York, 1962.
164. The Romania, 4 March, 1977 earthquake and its effects on structures, COPISSEE, Bucharest, Nov., 1978.
165. Thiel Ch. C., Skalzi J. B. Earthquake Disaster Mitigation; A Joint Research Approach Program Managers. Earthquake Engineering Research Applications Directorate (RANN). National Science Foundation, No. 7, 1977.
166. Tassios M. P. Redesign, repair and strengthening og buildings in seismic regions, II seminar on construction in seismic regions. Economic Commission for Europe, Lisbon, Portugal, 1981.
167. United Nations, Economic commission for Europe, Second Seminar on construction in seismic regions, Lisbon (Portugal), 12—16 October 1981.
168. Housner G. W. Characteristics of Strongmotion Earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 37, 1, 1937.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.	Стр.	
Предисловие . . . . .	3	2. Основные принципы проектирования сейсмостойких зданий . . . . .	149
Введение . . . . .	4	3. Здания со специальными системами сейсмозащиты . . . . .	178
Глава 1. Землетрясения и их воздействие на здания и сооружения . . . . .	6	4. Методы оценки эффективности мероприятий по обеспечению сейсмостойкости зданий и сооружений . . . . .	186
1. Причины возникновения землетрясений . . . . .	6		
2. Оценка интенсивности землетрясений . . . . .	12		
3. Прогнозирование интенсивности и места возникновения землетрясения . . . . .	34		
4. Прогнозирование времени возникновения землетрясения . . . . .	42		
5. Последствия некоторых сильных землетрясений . . . . .	46		
Глава 2. Теоретические основы сейсмостойкости и их использование в практике строительства . . . . .	56		
1. Развитие теории сейсмостойкости сооружений . . . . .	56	1. Транспортные сооружения . . . . .	200
2. Влияние грунтовых условий на сейсмостойкость сооружений . . . . .	67	2. Гидротехнические сооружения . . . . .	203
3. О выборе расчетных схем зданий и сооружений на действие горизонтальных инерционных сил . . . . .	71		
Глава 3. Основные принципы построения инженерных методов расчета сейсмостойких зданий и сооружений . . . . .	76		
1. Современные методы расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия . . . . .	76		
2. К вопросу расчета зданий и сооружений в СССР по новым нормам . . . . .	79		
3. О некоторых соображениях, положенных в основу СНиП II-7-81 . . . . .	88		
4. Практические способы расчета некоторых зданий и сооружений на сейсмические воздействия . . . . .	97		
5. О расчете сооружений с учетом региональных графиков динаминости . . . . .	110		
6. Некоторые вопросы расчета фундаментов на сейсмические воздействия . . . . .	123		
Глава 4. Динамические характеристики строительных материалов и конструкций . . . . .	132		
Глава 5. Основные требования к объемно-планировочным и градостроительным решениям жилых, общественных и производственных зданий . . . . .	139		
1. Выбор архитектурно-планировочных решений застройки городов и населенных мест . . . . .	139		
2. Взаимосвязь архитектурных и конструктивных решений сейсмостойких зданий и сооружений . . . . .	142		
Глава 6. Основные требования к конструктивным решениям зданий и сооружений . . . . .	145		
1. Общие принципы обеспечения сейсмостойкости зданий и их конструктивные схемы . . . . .	145		