

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
КЫРГЫЗСКО-РОССИЙСКИЙ СЛАВЯНСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ АРХИТЕКТУРЫ, ДИЗАЙНА И СТРОИТЕЛЬСТВА
Кафедра «Защита в чрезвычайных ситуациях»

Б.М. Сеитов, Б.С. Ордобаев

**ИССЛЕДОВАНИЕ
НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ
НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОЛОНН И СТЕН
В ЧРЕЗВЫЧАЙНЫХ СИТУАЦИЯХ**

Бишкек 2014

УДК 699.841
ББК 38.79
С 28

Рецензенты:

д-р техн. наук, проф. КРСУ,
чл.-кор. НАН КР *Ж.Т. Тентиев*,

д-р техн. наук, проф. КГУСТА им. Н. Исанова,
зав. каф. механики *М.Д. Кутуев*,

д-р физ.-мат. наук, проф. КГНУ им. Ж. Баласагына *А.М. Токтосопиев*

Рекомендована к изданию

Ученым Советом КРСУ, НТС «Кыргыз НИИПСС»,
НТС НИИ «Сейсмостойкого строительства» КГУСТА им. Н. Исанова

Сейтов Б.М., Ордобаев Б.С.

С 28 ИССЛЕДОВАНИЕ НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН И СТЕН В ЧРЕЗВЫЧАЙНЫХ СИТУАЦИЯХ: Монография. Бишкек: КРСУ, 2014. 144 с.

ISBN 978-9967-19-119-8

Изложены основные материалы по инженерной сейсмологии, теории сейсмостойкости и динамики сооружений. Выполнен подробный анализ существующих методов расчета железобетонных конструкций на сейсмические воздействия, а также проанализированы сейсмические нормы некоторых развитых стран.

Исследованы формы и картины сейсмических разрушений зданий и сооружений после сильных землетрясений, выявлены реальные причины сейсмических разрушений зданий.

Представлены результаты научно-исследовательских работ по теории и расчету сейсмостойкости зданий и сооружений, по результатам сильнейших землетрясений.

Предназначена для студентов, магистрантов, аспирантов, а также инженерно-технических работников, научных, проектных и учебных организаций, занимающихся вопросами сейсмостойкости зданий и сооружений.

С 3308000000-14

УДК 699.841
ББК 38.79

ISBN 978-9967-19-119-8

© ГОУВПО КРСУ, 2014
© Сейтов Б.М., Ордобаев Б.С., 2014

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
1. ОСНОВЫ СЕЙСМОЛОГИИ, ТЕОРИИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ И ДИНАМИКИ СООРУЖЕНИЙ.....	6
1.1. Основы сейсмологии	6
1.1.1. Возникновение и распространение сейсмических волн.....	6
1.1.2. Сейсмические шкалы (магнитуда, интенсивность)	10
1.1.3. Регистрация землетрясений и спектры реакций	14
1.1.4. Спектры реакций на соответствующих временных диапазонах ..	19
1.1.5. Сейсмический риск и карты сейсмоактивных зон.....	21
1.2. Некоторые сведения из теории сейсмостойкости.....	23
1.2.1. Обзор.....	23
1.2.2. Пластическая деформация сооружений.....	25
1.2.3. Расчетные спектры упругой и неупругой реакции	26
1.2.4. Энергетический метод.....	30
1.3. Основы динамики сооружений.....	32
1.3.1. Введение	32
1.3.2. Колебания систем с одной степенью свободы	33
1.3.2.1. Уравнения движения	33
1.3.2.2. Свободные колебания.....	35
1.3.2.3. Вынужденные колебания	38
1.3.3. Колебания систем со многими степенями свободы.....	41
1.3.4. Эквивалентный (статический) метод	41
2. АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ.....	42
3. ИССЛЕДОВАНИЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЗРУШЕНИЙ ПОСЛЕ СИЛЬНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ.....	67
3.1. Исследование и анализ типовых фактов и явлений и механизмов разрушений зданий.....	67
3.2. Отсутствие информации о сейсмических воздействиях	78

3.3. Сдвиговой механизм колебаний грунта.....	81
3.4. Реальные причины сейсмических разрушений	87
3.5. Обоснование причин разрушения «сейсмостойких» зданий	95
3.6. Особенности работы и прочностного расчета зданий при импульсных сейсмических воздействиях.....	104
3.7. Анализ современной теории и практики сейсмозащиты зданий...	111
4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И ПРИМЕР РАСЧЕТА	116
4.1. Теоретические исследования	120
4.2. Определение величины разрушительного ускорения a_3 для изгибаемых стен одноэтажного глинобитного здания, при воздействии сейсмических колебаний грунта на его основание на основе прочностного расчета	121
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	125
ЛИТЕРАТУРА	127
СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ.....	140

ВВЕДЕНИЕ

Землетрясение – одно из самых разрушительных сил природы, приносящих человечеству, как большое число жертв, так и огромные материальные убытки.

Ежегодно на земном шаре происходит свыше 300 тысяч землетрясений, большинство из которых, к счастью, имеет небольшую силу или проявляется вне населенных районах. Однако некоторые очаги сильных землетрясений располагаются близко к населенным районам. В этом случае происходят большие повреждения и обрушения зданий и сооружений. По данным ЮНЕСКО, с 1925 по 1950 г. во время землетрясений во всем мире погибло более 350 тысяч человек, а причиненный ими материальный ущерб исчислялся 10 млрд. долларов. Только одно Токийское землетрясение 1923 года унесло около 140 тысяч жизней. Однако после самых сильных землетрясений какая-то часть сооружений оставалась неразрушенной.

Сооружения, возводимые в сейсмических районах, должны, с одной стороны удовлетворять требованиям сейсмостойкости, с другой стороны, соответствовать всем требованиям, предъявляемым к ним в сейсмических районах.

Отсутствие необходимой информации по количественным характеристикам землетрясений вместе с другими трудностями, возникающими при решении задач сейсмостойкости, надолго затормозили разработку научных основ антисейсмического строительства – создание теории сейсмостойкости. По существу о систематическом проведении исследований этого направления можно говорить в пределах последних лет, хотя отдельные важные работы были выполнены и ранее.

Для нас успешные решения задач сейсмостойкости имеют огромное значение, так как значительная часть территории нашей страны располагается там, где землетрясение может проявляться с разрушительной интенсивностью.

В зонах, где возможны сильные землетрясения, проживает значительная часть населения. Задача строителей обеспечить безопасность вовремя землетрясения и сохранность материальных ценностей, сведя к минимуму затраты средств на устройство сейсмозащиты. Однако надо отметить, что данная задача на сегодняшний день полностью не решена.

1. ОСНОВЫ СЕЙСМОЛОГИИ, ТЕОРИИ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ И ДИНАМИКИ СООРУЖЕНИЙ

1.1. Основы сейсмологии

1.1.1. Возникновение и распространение сейсмических волн

подавляющее большинство землетрясений являются тектоническими. Единичные вулканические землетрясения, подземные толчки, вызванные деятельностью людей, последствия устройства искусственных озер и проведения взрывных работ – все это имеет частное значение и далее не рассматривается.

Тектонические землетрясения возникают из-за внезапных разрывов в земной коре. А она представляет собой всего лишь тонкую оболочку толщиной приблизительно от 10 км (морья) до 100 км (горы), которая «плавает» на вязкопластическом веществе верхней мантии Земли и вследствие происходящих в ней конвекционных процессов находится в постоянном движении.

Земная кора разделена на отдельные массивы, которые медленно надвигаются друг на друга. Движения приводят к возникновению напряжений в краевых зонах массивов, а также в других местах. Когда эти напряжения достигают пределов прочности породы, внезапно высвобождается часть накопленной там потенциальной энергии, и в форме кинетической энергии высвобождается в виде сейсмических волн. На рис. 1.1 схематически изображена последовательность возникновения землетрясения.

Важнейшие термины и характеристики землетрясения показаны на рис. 1.2. Исходной точкой возникновения землетрясения является *гипоцентр* (очаг) как центр очага на глубине h . Перпендикулярно расположенная над ним точка поверхности Земли называется *эпицентр*. Рассматриваемое сооружение находится на эпицентральной расстоянии A от эпицентра и на гипоцентральной расстоянии s от гипоцентра. Магнитуда M и интенсивность I являются измеряемыми величинами землетрясения, они будут подробнее рассмотрены в разделе 1.1.2. Линии одинаковой интенсивности на поверхности Земли называют *изосейстами*.

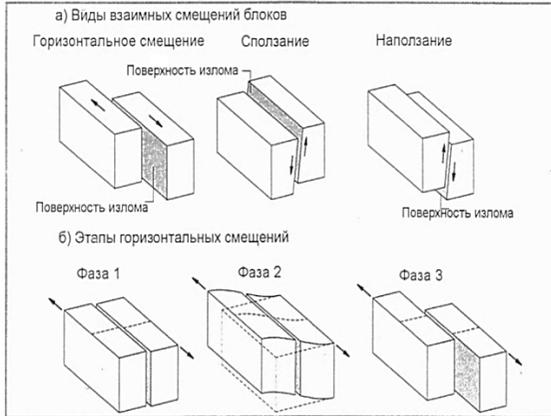


Рис. 1.1. Схематическое изображение возникновения землетрясений:
а – виды взаимных смещений блоков; б – этапы горизонтальных смещений.

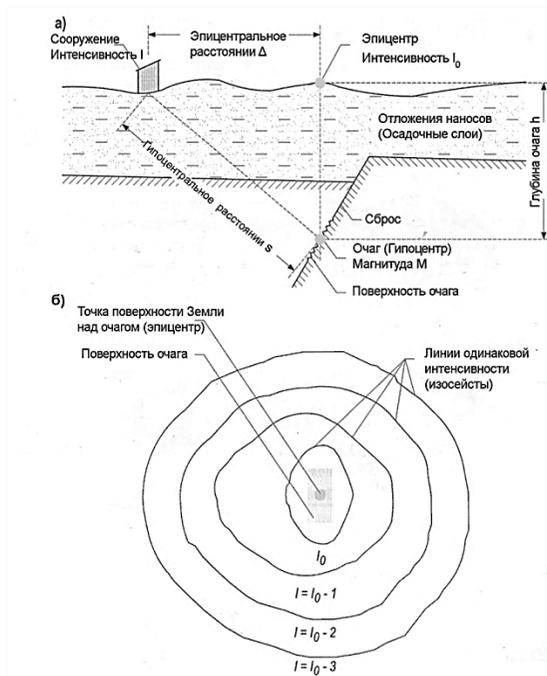


Рис. 1.2. Важнейшие характеристики землетрясения:
а – вертикальный разрез очага землетрясения; б – карта изосейстов.

Сейсмические волны частично проходят как продольные и поперечные объемные волны в недрах земли, а частично они распространяются как объемные волны вдоль поверхности Земли. При продольных волнах (волнах сжатия) частицы земной среды колеблются в направлении распространения волны, а при поперечных волнах или волнах сдвига – перпендикулярно к направлению распространения волны. Продольные волны распространяются путем изменения объема пространства, поперечные волны – путем изменения формы. Среди объемных волн различают волны Рэлея, при которых части движутся в вертикальной плоскости, и волны Лява, при которых они колеблются только в горизонтальной плоскости.

На рис. 1.3 наглядно показаны виды образования волн.



Рис. 1.3. Сейсмические волны (согласно [1.2])

Теоретические волны сдвига распространяются со скоростью:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad (1.1)$$

а волны сжатия – со скоростью:

$$V_p = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot (1-\nu)}{1-2\nu}}. \quad (1.2)$$

При этом:

$G = \frac{E}{2 \cdot (1-\nu)}$, [кН/м²] – динамический модуль сдвига грунта;

E , [кН/м²] – динамический модуль упругости грунта;

ρ , [т/м³] – плотность грунта;

ν , ($0 < \nu < 0,5$) [–] – коэффициент Пуассона.

Если для коэффициента поперечных деформаций среды использовать принятую для гравия/песка среднюю величину $n = 0,33$, то из выражения (1.2) скорость распространения волн сжатия получится вдвое больше скорости распространения волн сдвига. Поскольку, таким образом, волны сжатия достигают удаленной от очага точки раньше волн сдвига, их называют *P*-волнами (*undae primae* – первичные волны), волны сдвига – *S*-волнами (*undae secundae* – вторичные волны). Волны Рэлея приблизительно на 10% медленнее волн сдвига. Скорость распространения v связана с частотой f (Гц) и с длиной волны λ согласно известному соотношению

$$v = f \cdot \lambda. \quad (1.3)$$

Амплитуды сейсмических волн снижаются с удалением от очага. Начиная с определенного расстояния r_1 от очага снижения амплитуды с расстоянием r определяется согласно соотношению:

$$v(r) = v(r_1) \cdot \left(\frac{r_1}{r}\right)^n \cdot e^{-2\pi D \cdot (r-r_1)/\lambda}. \quad (1.4)$$

Здесь n – показатель степени частотно-независимого геометрического снижения амплитуды вследствие рассеяния энергии. Для пространственных волн он составляет 1, а для объемных волн – 0,5. Параметры D – коэффициент затуханий колебаний грунта вследствие поглощения, λ – длина волны. Как видно из выражения (1.3), снижение

амплитуды вследствие поглощения зависят от частоты. Это обусловлено тем, что с увеличением расстояния преобладают низкочастотные, т.е. длинноволновые составляющие землетрясения, тогда как высокочастотные, коротковолновые составляющие гасятся.

На границах пластов сейсмические волны преломляются и отражаются. Для проникающих волн каждый пласт служит фильтром, который изменяет спектр возбуждения волн при землетрясении. Для сейсмологии это обстоятельство имеет большое практическое значение, поскольку спектр сейсмических волн на поверхности Земли определяет напряженно-деформированное состояние сооружения. Если сейсмические волны упрощенно представлять как гармонические колебания, и пренебрегать влиянием слоистости основания на частоту, то выражение для ускорения a при прохождении волн из среды 1 в среду 2 можно представить следующим образом:

$$a_2 = a_1 \cdot \sqrt{\frac{\rho_1 \cdot v_1}{\rho_2 \cdot v_2}}. \quad (1.5)$$

Здесь, произведение $(\rho \cdot v)$ – полное относительное сопротивление грунта. Если вторая среда динамически пластичнее первой, т.е. $\rho_2 \cdot v_2 < \rho_1 \cdot v_1$, то происходит увеличение ускорения. Из этого следует повышенная сейсмическая опасность для сооружений, которые были построены, например, на пластическом слое, лежащем на скалистом горизонте (осадочные или наносные породы). Например, большой ущерб, нанесенный землетрясением в Мехико 1985 года, в значительной степени объясняется этим природным эффектом.

1.1.2. Сейсмические шкалы (магнитуда, интенсивность)

Сейсмические шкалы предназначены для количественного описания силы землетрясения. При этом следует различать шкалы магнитуд (шкалу Рихтера) и шкалу интенсивности.

Магнитуда M является мерой энергии очага, т.е. мерой энергии, испускаемой во время землетрясения в очаге в форме упругих волн. Она определяется из анализа амплитуд велосигграмм (записей скорости). По диапазону частот, в котором проводятся измерения или анализ, выделяют три определения:

- Магнитуда, определенная по данным близко расположенных сейсмических станций («local magnitude») M_L , для частот свыше 1 Гц (опре-

деление дано в 1935 году Рихтером), действительна для эпицентральных расстояний Δ до 500 км;

- Магнитуда объемных волн («body wave magnitude») M_b , определенная при 1 Гц (определение дано в 1945 году Гутенбергом (Gutenberg), рассчитана на основании анализа амплитуд пространственных волн (она также называется магнитудой удаленного землетрясения));
- Магнитуда поверхностных волн («surface wave magnitude») M_s , определенная при частоте 0,05 Гц (определение дано в 1945 году Гутенбергом), рассчитана из анализа амплитуд объемных волн.

Для определения зависимости между магнитудой M и высвобождаемой во время землетрясения энергией E существует следующее эмпирическое соотношение:

$$\log E [\text{erg}] = 11,8 + 1,5 \cdot M. \quad (1.6)$$

Таким образом, возрастающая шкала магнитуд (шкала Рихтера) представляет собой логарифмическую шкалу. Прирост на одну единицу, например, с 7 до 8, соответствует приросту энергии очага на коэффициент $10^{1,5} \approx 32 = 2^5$. Тогда, две десятых означают коэффициент 2, две единицы – коэффициент 1000. Поскольку высвобожденная энергия коррелирует с размером (длиной) очага, рассматриваемая шкала возрастающая лишь теоретически. Магнитуде $M = 9$ соответствовала бы длине очага более 1000 км, а это является фактически верхним пределом для Земли. Существует зависимость между магнитудой и диапазоном частот, а также продолжительностью сильного землетрясения. С возрастанием магнитуды диапазон основного сейсмического воздействия сдвигается к более низким частотам, а продолжительность увеличивается.

В сравнении с магнитудой интенсивность I является описательной величиной для локального макросейсмического (устанавливаемого без помощи инструментов) воздействия землетрясений на людей, природу и сооружения. Поэтому землетрясение может иметь всего одну магнитуду, но бесконечно много изменяющихся от места к месту интенсивностей. Наблюдаемая в эпицентре максимальная интенсивность (эпицентральная интенсивность) обозначается как I_0 .

Интенсивность землетрясения в какой-либо точке Земли зависит от многих параметров, а именно:

- магнитуды;
- спектра частот сигнала очага;
- глубины очага и расстояния от очага до рассматриваемой площадки;
- геологии в земной коре на площадке распространения волн;

- породы грунтового основания и подстилающего слоя на площадке;
- спектра частот на площадке, в зависимости от фильтрующих свойств слоистого основания;
- продолжительности землетрясения (продолжительности сильного землетрясения) на площадке.

Поэтому магнитуда является всего лишь фактором воздействия, ее связь с интенсивностью весьма условна. Эмпирические формулы, которые при определении интенсивности по магнитуде, как правило, учитывают только расстояние, ведут к сильному разбросу результатов.

Для определения интенсивности используются различные шкалы. Важнейшие из них представлены в табл. 1.1. Самой современной шкалой, которая действует в Европе, является Европейская Макросейсмическая Шкала (EMS), которая была разработана по заказу ЕС и утверждена в окончательном виде в 1998 году [1.3].

Все шкалы, кроме RF, состоят из 12 баллов, при этом различия в них относительно небольшие. Принципиальным отличием является детализация, с помощью которой описываются и различаются воздействия на человека, природу и сооружения.

Таблица 1.1

Важнейшие шкалы интенсивности

Обозначение	Год	Название	Описание
RF	1883	Шкала интенсивности Росси-Фореля	Самая старая шкала, состоящая из 10 баллов
MM	1956	Шкала интенсивности Меркалли	Модифицированная шкала Меркалли, действует, прежде всего, в США
MS		Шкала интенсивности Меркалли-Зибберга	Действует в Германии
MSK	1964	Шкала интенсивности Медведева-Шпонхойера (Sponheuer)-Карника (МСК)	Действует в Европе
EMS	1998	Европейская Макросейсмическая Шкала	Самая последняя версия действует в Европе

В табл. 1.2 указана классификация шкалы EMS. При низкой интенсивности доминирует описание воздействия на человека, при более высокой интенсивности на переднем плане стоит воздействие на сооружения.

Таблица 1.2

Европейская Макросейсмическая Шкала (EMS), краткое описание

Интенсивность	Определение	Описание максимального воздействия (сокращенное)
I	Неощутимое	Неощутимое
II	Едва ощутимое	Ощущается лишь отдельными отдыхающими людьми
III	Слабое	Ощущается не многими людьми в зданиях. Отдыхающие люди чувствуют легкие колебания или сотрясения
IV	Отчетливое	Местами вне помещений, в зданиях ощущается многими людьми. Некоторые спящие просыпаются. Посуда и окна дребезжат. Двери хлопают
V	Сильное	Ощущается немногими вне помещений, в зданиях – большинством людей. Многие спящие просыпаются. Некоторые напуганы. Здания сотрясаются полностью. Висящие предметы сильно раскачиваются, мелкие предметы сдвигаются с места. Двери и окна открываются и закрываются.
VI	Легкие повреждения зданий	Многие люди напуганы и покидают помещения. Некоторые предметы опрокидываются. На многих домах, главным образом, находящихся в плохом состоянии, появляются легкие повреждения, такие, как тонкие трещины в стенах и падение, например, мелких кусков штукатурки
VII	Повреждения зданий	Большинство людей напугано и покидает помещения. Мебель перемещается. Предметы в больших количествах падают с полок. На многих домах жесткой конструкции появляются повреждения средних размеров (мелкие трещины в стенах, обвал штукатурки, падения частей дымоходов). Здания, находящиеся в плохом состоянии, в основном, имеют большие трещины в стенах и обрушение перегородок
VIII	Сильные повреждения зданий	Многие люди теряют равновесие. На многих зданиях обычной конструкции появляются сильные повреждения, т.е. обрушиваются части фронтона и кровельные карнизы. Некоторые здания очень слабой конструкции обрушиваются полностью

Интенсивность	Определение	Описание максимального воздействия (сокращенное)
IX	Разрушительное	Всеобщая паника среди пострадавших. Даже в очень прочных зданиях обычных конструкций имеются очень сильные повреждения и частичное обрушение несущих конструкций. Многие менее прочные строения обрушиваются полностью
X	Очень разрушительное	Многие прочные здания разрушаются или получают сильные повреждения
XI	Опустошающее	Большинство сооружений, даже некоторые с точки зрения сейсмостойкости хорошо запроектированные и правильно возведенные, разрушаются
XII	Полностью опустошающее	Почти все здания разрушаются полностью

Сооружения для более точного определения делятся на 5 классов уязвимости (от *A* до *F*), а величина ущерба делится на 5 категорий (от небольшого ущерба до полного разрушения). При тщательном анализе это позволяет дать точное определение интенсивности, независимо от сейсмостойкости сооружений.

В целом, интерес специалистов по сейсмостойкому строительству сосредоточен на интенсивности от VI до X баллов. Низкая интенсивность изначально имеет геофизическое значение, более высокую интенсивность практически невозможно выдержать со строительной точки зрения.

И в заключение приведем еще одно замечание: имеется эмпирическая зависимость между интенсивностью и максимальным ускорением грунта. Однако корреляция здесь слабая, а разброс значений доходит до коэффициента 3 и более. В общем можно сказать, что наблюдается удвоение ускорения грунта с каждым следующим баллом интенсивности.

1.1.3. Регистрация землетрясений и спектры реакций

На основе имеющихся данных по магнитуде и интенсивности землетрясения выполнить полный сейсмический расчет сооружения невозможно. Для этого необходимы данные об амплитуде, спектре частот и продолжительности землетрясения. Отправной точкой для этого являются регистрационные данные землетрясений, которые записываются сейсмостанциями всего мира. Измерительные приборы подразделяются на приборы измерения перемещения и скорости, которые предназначены

преимущественно для регистрации слабых землетрясений, и приборы измерения ускорения, которые должны регистрировать сильные землетрясения – оборудование для записи интенсивных колебаний. Первые используются, прежде всего, для геофизических исследований, последние являются основой для инженерных расчетов на сейсмические воздействия. На рис. 1.4 изображен промежуток времени, на котором регистрировались ускорения для землетрясения в Рурмонде (Roermond) в бухте нижнего Рейна в 1992 году.

Как видно из графика, максимальное ускорение составило 1 м/с^2 . При общей продолжительности сейсмических колебаний 0 секунд более интенсивные колебания происходили в течение около 5 с.

Конечно же, измеренный промежуток времени ускорения одного отдельно взятого землетрясения не может являться основой для сейсмического расчета. Для этого необходим анализ, который от частных характеристик отдельного землетрясения ведет к обобщенному «расчетному землетрясению» или «расчетной сейсмике». При этом используется производная величина – спектр ускорений. Для пояснения необходим небольшой экскурс в динамику сооружений и математику. (Основы динамики сооружений подробнее изложены в разделе 1.3 и в Приложении А. В данном же разделе будет дана информация, необходимая для понимания спектра реакций).

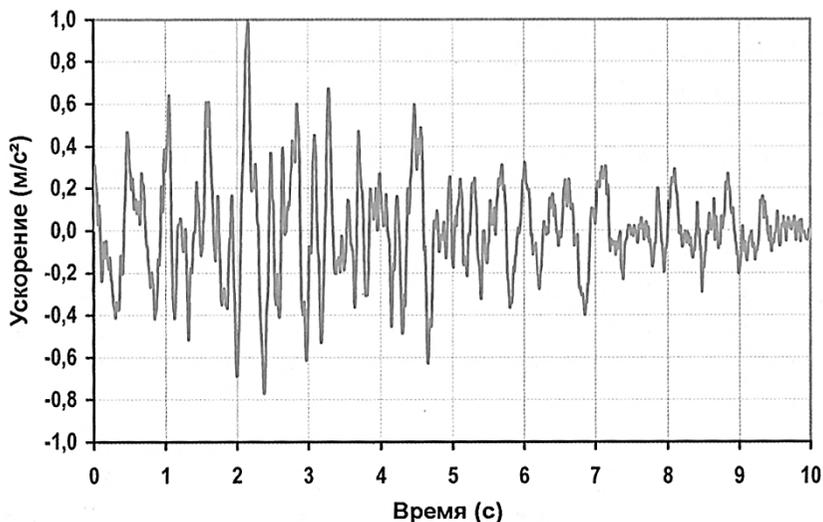


Рис. 1.4. График сейсмических ускорений землетрясения в Рурмонде (Roermond) в 1992 году

На рис. 1.5 изображена система с одной степенью свободы (обобщенно) в виде маятника с массой m . Маятник характеризуется тремя физическими параметрами: массой m , невесомой пружинной жесткостью k и диссипативным, т.е. поглощающим энергию, демпферным элементом с коэффициентом демпфирования r . Из этих трех физических параметров можно получить два математических параметра, которые характеризуют уравнение движения, – собственную круговую частоту ω и коэффициент затухания D . Формулы для этих величин также указаны на рис. 1.5.

Пусть x – абсолютное перемещение массы, $z(t)$ – горизонтальное сейсмоперемещение основания массы, а $y = x - z$ – относительное перемещение массы.

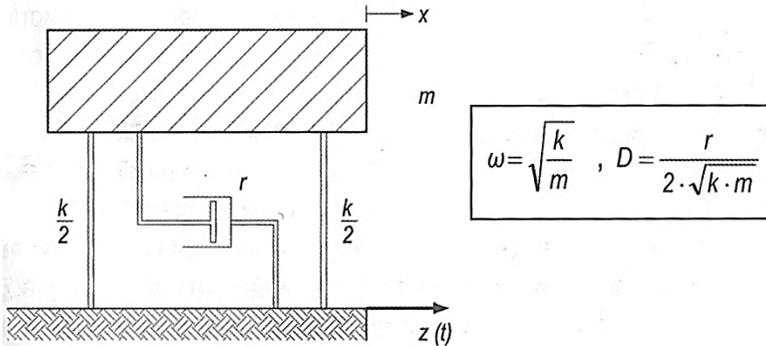


Рис. 1.5. Система с одной степенью свободы с массой m

Система дифференциальных уравнений движения (см. раздел 1.3.2.1) включает в себя вышеуказанные параметры (рис. 1.5):

$$\ddot{y} + 2D\omega \cdot \dot{y} + \omega^2 \cdot y = -\dot{z}(t) \text{ при } \dot{y} = \dot{x} - \dot{z}. \quad (1.7)$$

В правой части первого уравнения стоит ускорение точек грунта.

Искомые величины реакции:

y , $F = k \cdot y$ – относительное перемещение, сила упругости;

\dot{y} ; $R = r \cdot \dot{y}$ – относительная скорость, сила демпфирования;

$\ddot{x} = \ddot{y} + \ddot{z}$ – абсолютное ускорение.

При заданной величине $\dot{z}(t)$, например, при оцифрованном измеренном значении ускорения основания при землетрясении, можно без труда проинтегрировать уравнение (1.7), и найти соответствующие решения. Результатом будут вышеупомянутые искомые величины в виде функций параметров ω , D и времени t . На практике инженеров интересуют только максимальные значения этих величин. Тем самым исклю-

чается параметр времени, и остаются лишь два параметра – ω и D . Эти максимальные значения, выраженные через частоту $f = \omega/2\pi$ (или через их обратное значение – период колебаний $T = 1/f$) и D в качестве связующего параметра, называются спектрами ускорения, скорости и смещения, т.е. S_a , S_v и S_d , соответственно:

$$\begin{aligned} S_a &= \max|\ddot{x}(t, \omega, D)| \\ S_v &= \max|\dot{y}(t, \omega, D)| \approx S_a / \omega = S_{pv} \\ S_d &= \max|y(t, \omega, D)| \approx S_a / \omega^2 = S_{pd}. \end{aligned} \quad (1.8)$$

В приближенном виде, как показано в (1.8), спектры скорости и смещения выражаются через спектр ускорения. В таком случае говорят о спектре псевдоскорости S_{pv} и псевдоперемещения S_{pd} . Приближенные значения для перемещения оказываются достаточно приемлемыми при слабом затухании, а приближенные значения для скорости сильно отклоняются в диапазоне низких частот. На рис. 1.6 показан спектр ускорений для промежутка времени, взятого из рис. 1.4, для трех значений коэффициента затухания D .

Поскольку эти три спектра в выражении (1.8) отличаются лишь коэффициентом ω , все три кривые можно изобразить вместе на двойной логарифмической диаграмме, либо снова через частоту f , либо через ее обратное значение, период T . На рис. 1.7 показано наложение графиков для спектров, изображенных на рис. 1.6.

Особенности спектров можно описать следующим образом:

- Спектр реакций указывает условную характеристику в виде максимальной суммы ускорений маятника любой собственной частоты и любого затухания на возмущение основания; тем самым, спектр охватывает диапазон частоты возмущения без учета фазы.
- В очень жестких динамических системах масса движется практически одновременно с грунтом, спектр ускорения асимптотически достигает максимального ускорения основания, т.е. при максимальном значении соответствующего промежутка времени, спектры относительной скорости и относительного смещения стремятся к нулю. Соответствующая верхняя предельная частота, как правило, составляет от 25 до 30 Гц.

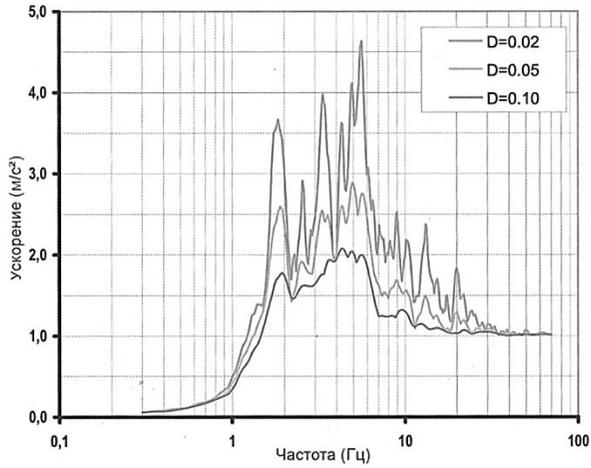


Рис. 1.6. Линейный спектр ускорений (в зависимости от частоты, f) для промежутка времени, соответствующего рис. 1.4

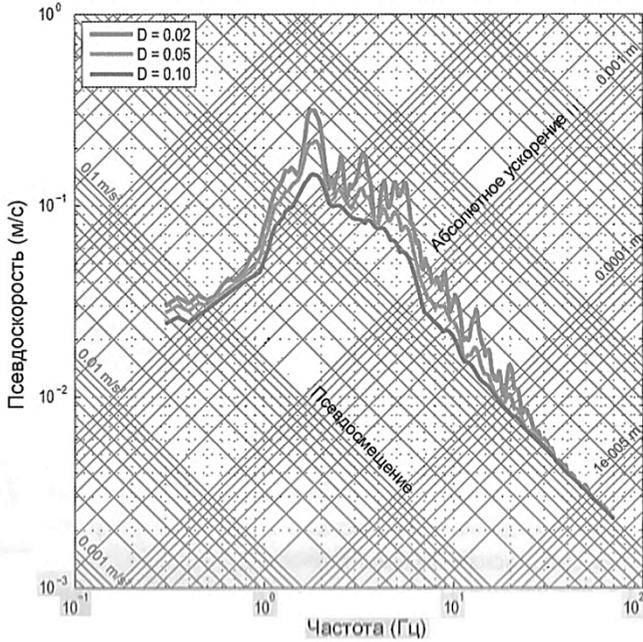


Рис. 1.7. Комбинированное изображение спектров реакций, в частном диапазоне, f

- В очень гибких динамических системах грунт движется под массой, не вовлекая ее в движение, ускорение стремится к нулю, относительное перемещение – к перемещению грунта, относительная скорость – к скорости грунта, а псевдоскорость – к нулю.
- В среднем диапазоне частот происходит увеличение динамической реакции на движение основания, маятник резонансно реагирует на период возмущения. Увеличение реакции зависит от величины затухания.
- Степень увеличения реакции, наряду с затуханием, также зависит от характеристик землетрясения (например, магнитуды, расстояния от эпицентра, передающей способности пластов).

Отдельно взятый спектр реакции демонстрирует еще один обусловленный частными характеристиками иррегулярный процесс. Таким образом, этого параметра также недостаточно для расчета сооружения на сейсмостойкость. Необходимо еще одно приближение. Если для этого взять статистически достаточное число регистраций землетрясений (они, конечно же, должны быть характерными для данного региона), нормировать их соответствующим образом, и провести статистический анализ, то получатся значительно более гладкие кривые для медианы (50%-квантили) и медианы стандартное отклонение (84%- или 16%-квантили). На сегодняшний день использование медианы в качестве расчетного базиса является международной практикой. Поэтому сглаженные кривые медианы являются основой для формирования, так называемого линейного спектра упругой реакции грунта для расчетной сеймики. В среднем, он содержит характеристики будущего землетрясения. На рис. 1.12 показаны полученные таким образом сглаженные спектры реакций.

1.1.4. Спектры реакций на соответствующих временных диапазонах

В главе 1.1.3 были рассмотрены узкие временные отрезки ускорения и соответствующие спектры реакций. Такой анализ не является строгим, поскольку при определении спектра не были учтены отдельные фазы спектральных диапазонов. Существуют различные методики расчетов, представленные во временном диапазоне (t). Более того, для нелинейных расчетов представление во временной области является обязательным. Поэтому необходимо генерировать диапазоны времени, которые, хотя бы приближенно, «подходили» к заданному расчетному спектру. Поскольку указанное выше представление является неоднозначным, существует бесконечное множество диапазонов времени, соответствующих заданному расчетному спектру. Они определяются заданным диапазоном частот ана-

лизируемой временной функции со статистически независимым расположением фаз отдельных спектральных составляющих, используя при этом итерационный (численный) метод нахождения амплитуд. Это позволяет задавать временной спектр достаточно точно. Статистическая погрешность учитывается путем использования нескольких искусственных диапазонов времени и усреднения по ним.

На рис. 1.8 изображен сгенерированный диапазон времени для спектра ЕС 8 (тип спектра 1, категория грунта А, коэффициент затухания $\eta=1$, ускорение грунта $a_g = Y_1 \cdot a_{gR} = 1,0 \text{ м/с}^2$) и степени совпадения спектров реакций с целевыми спектрами. (Спектры ЕС 8 будут более детально рассмотрены в разделе 1.2.2).

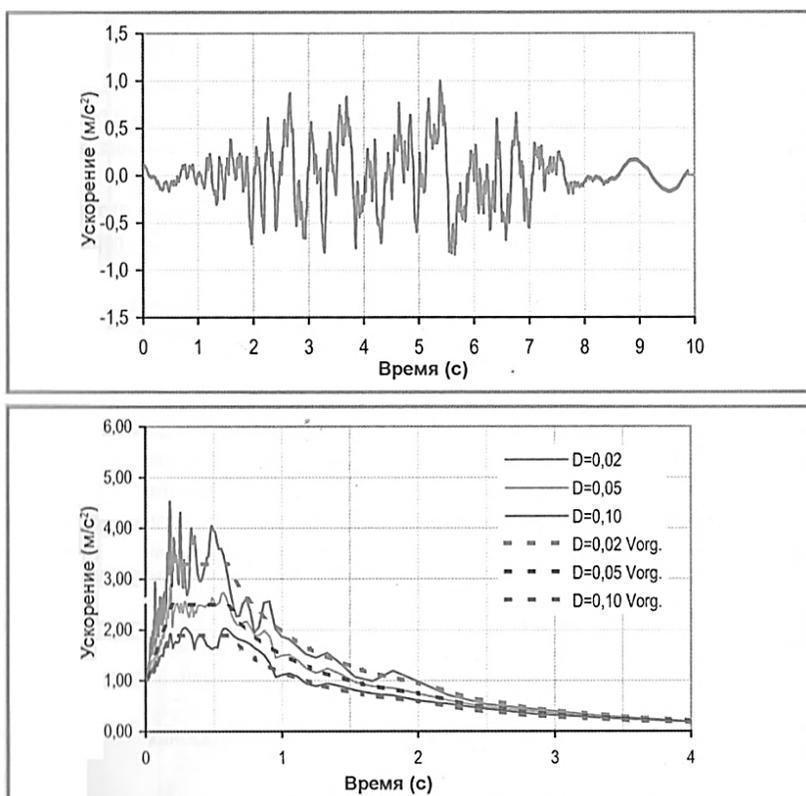


Рис. 1.8. Сгенерированный промежуток времени со спектрами реакций и целевыми спектрами. Представление во временном диапазоне **T**

В завершении следовало бы привести еще один вывод: – усреднив результаты многих землетрясений, «сконструированное» расчетное землетрясение (расчетная сейсмика) и соответствующие искусственные диапазоны времени для ускорения имеют более высокую энергию, чем каждое отдельное реальное землетрясение. Поэтому расчеты в таких искусственных диапазонах времени более или менее соответствуют действительности и целям проектирования. Кроме того, такие расчеты имеют преимущество в том, что здесь охватываются фактически все собственные частоты реальной системы. Это актуально, прежде всего, для нелинейных расчетов, в которых имеет место сильная зависимость от частот в фазе сильного землетрясения.

1.1.5. Сейсмический риск и карты сейсмоактивных зон

Наряду с тем, что в разделе 1.3 для периода повторения в 475 лет было дано статистическое определение величины расчетной сейсмичности (расчетного землетрясения), а в главе 1.1.3 было найдено его математическое описание через сглаженный расчетный спектр, для практического применения не хватает еще методики обобщения (масштабирования) с помощью расчетной интенсивности. Таким образом, в качестве части анализа сейсмической опасности требуется сопоставление вероятности наступления землетрясения и интенсивности для определенной площадки, а также (как дополнение) для всего региона.

Для этого область исследования разбивается на отдельные сеймотектонические единицы (источники). Для каждого источника на основании локальных условий определяется кривая вероятности магнитуды, а также кривая спада интенсивности в зависимости от расстояния до площадки наблюдения. Интегрирование в каждом источнике дает приращение кривой интенсивности в этой области – вероятность $P(I \geq i)$ в точке. Суммирование приращений во всех источниках дает общую кривую $P(I \geq i)$ для данной площадки. На рис. 1.9 показаны примеры таких кривых «интенсивность-вероятность» (в зависимости от интенсивности) для трех площадок с различной сейсмической опасностью. Для определенной вероятности, например, для обратного значения установленного выше периода повторения в 475 лет, из таких кривых получается соответствующая интенсивность $I' \approx 9 / \approx 7 / \approx 5,5$. И наоборот, можно увидеть, как для определенной интенсивности, например, $I = 6$, в различных регионах могут возникать различные вероятности наступления землетрясения ($p \approx 10^{-1} / 10^{-2} / 10^{-3}$).

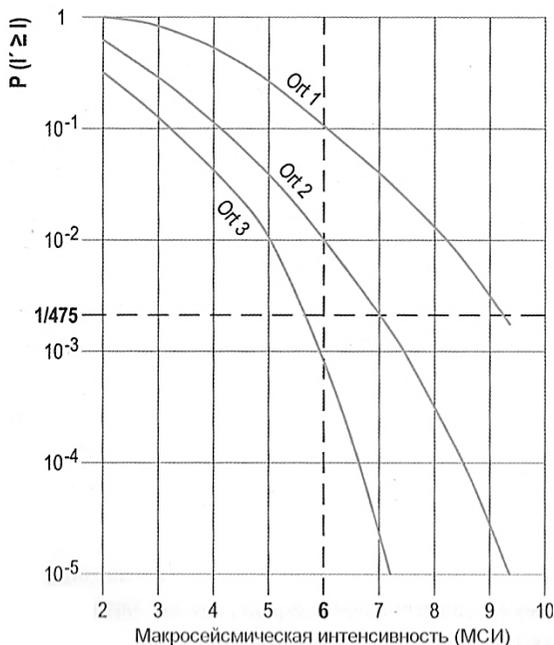


Рис. 1.9. Кривые «интенсивность-вероятность» для трех различных мест

Если теперь на рассматриваемый регион наложить симметричную координатную сетку и для каждой кадастровой точки определить такую кривую, то для этой кадастровой точки можно получить интенсивность, соответствующую периоду повторения землетрясения. Интерполяция между этими точками позволяет построить профили линий равной интенсивности, так называемые изосейсты. Они являются основой для карт сейсмоактивных зон. Как уже говорилось, границы сейсмоактивных зон проходят вдоль изосейстов. Такая карта сейсмоактивных зон уже была показана на рис. 1.2. Используя подходы, описанные выше, в 90-е годы в рамках проекта GSHAP (Global Seismic Hazard Analysis Programme – Глобальная программа анализа сейсмической опасности) международной рабочей группой была исследована вся поверхность Земли. Результат этой работы – карту сейсмоактивных зон всего мира на период 475 лет – можно посмотреть в Интернете на те www.seismo.ethz.ch/GSHAP. Эта карта предоставляет сведения для каждой точки Земли относительно интенсивности землетрясений, ожидаемых в этот период повторения с 50%-ной вероятностью.

1.2. Некоторые сведения из теории сейсмостойкости

1.2.1. Обзор

Воздействия землетрясений на сооружения могут быть обусловлены как разломом на поверхности земли, так и колебаниями грунта, вызванными сейсмическими волнами. Сюда относятся также побочные воздействия: оползни, вызванные землетрясениями, разжижением грунта или цунами.

Разломы на поверхности Земли в зонах сильных землетрясений могут причинять большой ущерб, вне зон сильных землетрясений их влияние невелико. Наиболее неблагоприятное воздействие сейсмических колебаний грунта на сооружения возникает, главным образом, из-за больших горизонтальных ускорений, которые передаются на сооружение через основание. Поскольку здания запроектированы и рассчитаны, в первую очередь, на вертикальные нагрузки, их несущая способность на горизонтальные воздействия ограничена. Вертикальные ускорения при землетрясении не представляют значительных проблем для сооружений, поскольку они имеют достаточный запас прочности на дополнительные вертикальные сейсмические нагрузки. Кроме того, вертикальные ускорения грунта при землетрясении меньше горизонтальных (обычно, коэффициент – от 0,5 до 0,7). Поэтому в некоторых сейсмических нормах, за исключением особых случаев, полностью отказались от учета вертикальных сейсмических нагрузок. Например, в ЕС 8 вообще рекомендуется учитывать вертикальные сейсмические нагрузки только если вертикальное ускорение грунта больше $2,5 \text{ м/с}^2$ и только для протяженных горизонтальных элементов конструкций, особенно для несущих опор. Иногда может потребоваться расчет консольных элементов конструкции здания, таких как выступы крыш сооружений, козырьки.

Опасность сейсмического воздействия на сооружение зависит от многих факторов:

- Сейсмичности площадки в соответствии с глобальной картой сейсмического районирования (см. главу 1.1.5) и соответствующих спектров реакций.
- Грунтов основания из-за возможных эффектов усиления сейсмического воздействия (см. главу 1.1.1), формы и высоты локальных спектров ускорения.
- Характера собственных колебаний, т.е. частот и форм собственных колебаний сооружения и, при необходимости, с учетом упругости грунтового основания.
- Несущей способности сооружения на большие горизонтальные нагрузки.

- Способности сооружения рассеивать энергию за счет демпфирования и, прежде всего, благодаря нелинейному (упруго-пластическому) поведению элементов конструкции (податливость, пластичность).

Два первых фактора зависят от выбранной площадки строительства, третий – от конструктивных особенностей здания, распределения его масс и жесткостей. Два последних фактора являются определяющими и считается, что:

$$\begin{aligned} & \text{Поведение конструкции при землетрясении} = \\ & = (\text{несущая способность}) \times \text{податливость} \end{aligned}$$

В таком случае сооружение, которое должно выдержать сейсмические нагрузки без обрушения, должно иметь высокую несущую способность, если оно слабо-пластично. При высокой пластичности сооружения, напротив, несущая способность может быть низкой. Здание со средней несущей способностью и со средней пластичностью также имеет шанс на выживание.

Таким образом, для определенной расчетной сейсмической нагрузки здание можно проектировать по-разному: самое простое решение – сделать основную конструкцию с такой высокой несущей способностью, что она сможет рассеивать сейсмическую энергию в упругой стадии, тогда не возникает необходимости в учете пластичности. Этот подход применим в районах с низкой сейсмичностью или же если допускается лишь небольшой ущерб от землетрясения (см. главу 1.1). Для районов с высокой сейсмичностью такой подход, как правило, слишком неэкономичный. В таких случаях применяются конструкции с более низкой несущей способностью, но с более высокой способностью рассеивать энергию. Здесь допускается больший ущерб, но полного обрушения не происходит. Конечно же, соответствующие конструктивные решения должны обеспечить высокую пластичность конструкции. В районах со средней сейсмичностью может быть применено промежуточное решение.

Теоретический расчет сооружения на сейсмические воздействия с учетом нелинейности, можно произвести, используя реальные акселерограммы, соответствующие площадке строительства (см. главу 1.1.4). Однако такой подход интересен больше для научно-исследовательских и опытно-конструкторских разработок, а для инженерной практики не имеет особого значения. В теоретических расчетах используются квазилинейные динамические модели с эквивалентными спектрами (см. главу 1.2.3) или линейные статические модели с эквивалентными силами, уменьшенными в соответствии с пластичностью системы. Вопросы, какие корректировки, для каких

несущих конструкций и конструктивных решений могут использоваться, детально освещены в современных сейсмических нормах (например, ЕС 8). Но для успешного анализа решающее значение имеет то, насколько успешно применяется способность пластически деформироваться, и что, в конечном итоге, приводит к «благоприятному» поведению несущей конструкции. Эта идея применяется в энергетическом методе расчета (см. раздел 1.2.4).

1.2.2. Пластическая деформация сооружений

Основой для моделирования пластичности является билинейная диаграмма «сила-перемещение», согласно рисунку 1.10. Как правило, это идеализация или линейризация нелинейной, в реальности, кривой. В этом случае, пластичность – это отношение полной упруго-пластичной деформации к упругой деформации в точке начала текучести.

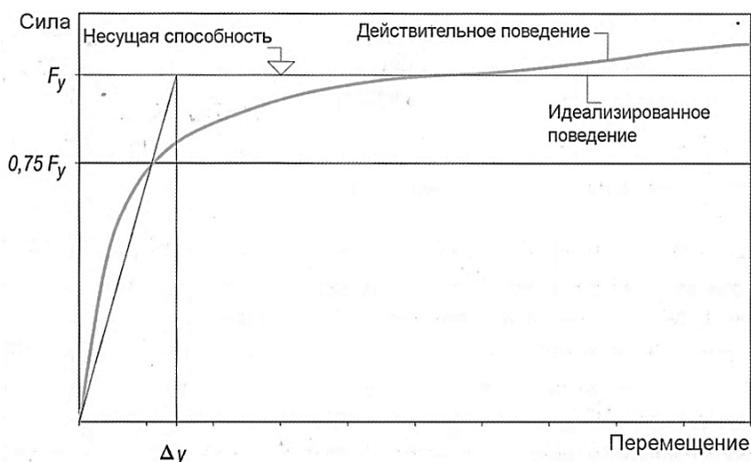


Рис. 1.10. Билинейная диаграмма «сила-перемещение» для стен с металлическим каркасом при сухом способе строительства

В расчетах различают разные виды пластичности:

- Пластичность растяжения μ_ϵ , определенная для стержня единичной длины, находящегося под действием центрального растяжения. Она указывает, до какого расчетного растяжения удлинится элемент в точке начала текучести ϵ_y .
- Пластичность изгиба (изгиба) μ_ϕ , определенная для стержня единичной длины, находящегося в состоянии изгиба. Она указывает, до какого расчетного угла изгибается элемент в точке начала текучести ϕ_y .

- Пластичность кручения μ_θ , определенная для пластического шарнира длиной l_p (пластическая длина) в сложном деформированном состоянии (изгиб и центральное растяжение). Она указывает, до какого расчетного угла поворачивается пластический шарнир в точке начала текучести θ_y .
- Пластичность сдвига μ_Δ , определенная для всей конструкции, которая может быть подвергнута воздействию многих сил. Она указывает, до какого расчетного угла сдвига деформируется элемент или вся конструкция в точке начала текучести Δ_y .

Пластичность, возникающая непосредственно перед разрушением, называется предельной пластичностью. Расчетная пластичность должна иметь запас относительно предельной пластичности.

Пластичность сдвига является глобальной пластичностью, в то время как пластичность кручения и изгиба представляют собой локальные пластичности. Последние являются основой для определения глобальной пластичности, и зачастую оказываются намного больше ее. Соответствующие формулы и выражения представлены, например, в [1.4]. В свою очередь, пластичность сдвига может быть намного меньше, примерно в 2–3 раза, чем пластичность изгиба. Кроме того, принято различать пластичность при постоянном нагружении (статическая нагрузка) и при циклическом нагружении (динамическая нагрузка, землетрясение), для которого строятся петли гистерезиса. Правда, предельная пластичность является всего лишь первой, сравнительно грубой, оценкой надежности, поэтому требуются дальнейшие исследования.

1.2.3. Расчетные спектры упругой и неупругой реакции

В разделе 1.2.1 упоминалось, что сооружение, даже обладая ограниченной несущей способностью, может устоять при землетрясении, если в нем развиваются достаточные пластические деформации. Фактором глобальной пластичности для высотных зданий является описанная в разделе 1.2.2 пластичность сдвига μ_Δ всей несущей конструкции, причем Δ является сдвигом самого верхнего междуэтажного перекрытия по отношению к фундаменту. Для обеспечения глобальной пластичности сдвига во всех деформируемых зонах должна быть обеспечена соответствующая локальная пластичность (пластичность изгиба или кручения) с тем, чтобы исключить раннее обрушение конструкции. Только тогда, когда будут обеспечены эти условия пластичности конструкции (условия «расчетной пластичности»), возможно уменьшение упругого расчетного сопротивления или соответствующей упругой эквивалентной силы (см. главу 1.2.1).

Вместе с тем, большая расчетная пластичность означает также, что придется иметь дело с большей деформацией и, следовательно, с большим ущербом при расчетном землетрясении. Следует иметь в виду, что, с одной стороны, ущерб появляется уже при значительно-слабых землетрясениях. С другой стороны, расчетное землетрясение является редким событием с вероятностью наступления в 475 лет, для которого в таком случае можно допускать определенный ущерб, исключая разрушение всей конструкции. Для уменьшения упругого расчетного сопротивления или упругой эквивалентной силы следует учитывать следующие моменты:

- Стоимость несущей конструкции оказывается меньше при значительном уменьшении упругого расчетного сопротивления.
- В целях обеспечения большей пластичности требуется дополнительный расчет и конструктивная проработка, прежде всего в деформируемых зонах.
- Повреждения несущей конструкции значительно возрастают при значительном уменьшении упругого расчетного сопротивления, и появляются уже при слабых землетрясениях.
- Повреждения ненесущих элементов, например, в стенах облегченной конструкции, оказываются более существенными при уменьшении упругого расчетного сопротивления, тем не менее, их можно значительно снизить с помощью специальных мероприятий (например, не применять хрупкие элементы, заделывать швы и прочее).

Уменьшение расчетного сопротивления достигается в нормах через так называемые коэффициенты условий работы (обратные значения понижающих коэффициентов) согласно уравнению:

$$F_y = \alpha_\mu \cdot F_{el} = F_{el} / q, \quad (1.9)$$

где F_y – уменьшенная эквивалентная сила (расчетное сопротивление),
 F_{el} – упругая эквивалентная сила, применяемая в расчете несущей конструкции на расчетные сейсмические нагрузки,
 α_μ – понижающий коэффициент,
 q – коэффициент условия работы ($= 1 / \alpha_\mu$).

Для понижающих коэффициентов и коэффициентов условий работы существуют простые математические выражения. Из принципа равных максимальных перемещений (рис. 1.11, а) абсолютно упругой и упруго-пластической систем с одной степенью свободы $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$ следует:

$$\alpha_\mu = F_y / F_{el} = 1 / \mu_\Delta \quad (1.10)$$

из принципа равенства работ (рисунок 1.11, б) следует:

$$\alpha_\mu = F_y / F_{el} = 1 / \sqrt{2 \cdot \mu_\Delta - 1} \text{ или } q = \sqrt{2 \cdot \mu_\Delta - 1}. \quad (1.11)$$

Уравнение (1.10) лучше подходит для диапазона низких частот, тогда как уравнение (1.11) – для диапазона средних частот. При частотах выше частоты колебаний абсолютно твердого тела пластических деформаций нет, и поэтому снижения реакции нет; – здесь понижающий коэффициент равен 1. Другим подходом к расчету с помощью коэффициента условий работы является прямой нелинейный расчет специальных конструкций на соответствующие реальные акселерограммы землетрясения. Данный подход интересен лишь с точки зрения теоретических исследований и используется, прежде всего, для расчетов стандартных (нормативных) понижающих коэффициентов или коэффициентов условия работы.

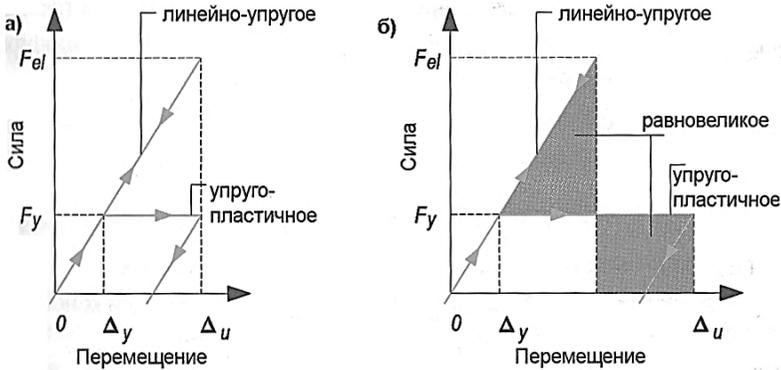


Рис. 1.11. Уменьшение эквивалентной силы или расчетного сопротивления:
а – принцип равных перемещений; б – принцип равенства работ.

Рассмотренная выше идея уменьшенной эквивалентной сейсмической нагрузки далее применяется к расчетным спектрам реакций. Расчетные спектры упругой реакции грунтового основания, указанные в национальных нормах в зависимости от зоны, сейсмичности понижаются с помощью коэффициентов условий работы q , указанных в зависимости от конструктивных решений, до эквивалентной сейсмической нагрузки, которая в линейном расчете дает несущей конструкции возможность погасить сейсмическую нагрузку через пластическую деформацию без потери

устойчивости. Эти уменьшенные спектры реакции также называются «неупругими расчетными спектрами». Помимо этого необходимо учитывать конструктивные мероприятия, которые обуславливают требуемую пластичность, соответствующую коэффициенту условия работы q .

На рис. 1.12 показан спектр упругой реакции согласно ЕС 8 (тип 1, класс грунта C , $Y_I \sim a_{gR} = 1,0 \text{ м/с}^2$) и два нелинейных расчетных спектра реакций, полученных из него с помощью коэффициентов условия работы $q = 2$ и $q = 4$. На рисунке а) – спектры представлены в зависимости от периода колебаний T , а на рисунке б) – в зависимости от частоты $f = 1/T$. Формулы и зависимости, описывающие отдельные отрезки кривых, представлены в разделе 1.2.2.

В отдельных национальных нормах встречаются некоторые упрощения при определении неупругих спектров с помощью коэффициента условия работы q , тем не менее, это допустимо, т.к., в принципе, не искажает основную идею.

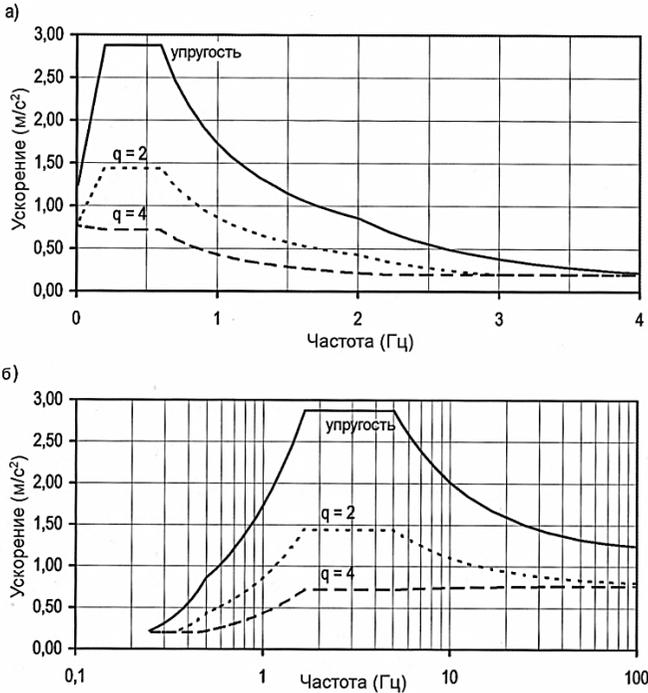


Рис. 1.12. Расчетные спектры упругой и неупругой реакции, согласно ЕС 8:

Тип спектра 1 для класса грунтового основания C :

а – в зависимости от периода колебаний T ; б – в зависимости от частоты $f = 1/T$.

1.2.4. Энергетический метод

В разделах 1.2.1–1.2.3 показаны методы определения пластичности несущей конструкции с целью правильного и экономичного расчета высотных сейсмостойких зданий. Исходя из этих предположений, можно создать метод, который оптимизирует степень надежности и сделает предсказуемым поведение сооружения во время землетрясения. Для решения этих задач используется энергетический метод, который был разработан Паули (Pauley), и который постепенно получает все большее международное признание. Согласно Паули, такой подход звучит так:

- В несущей конструкции, подверженной сейсмическим воздействиям, выбираются деформируемые зоны, которые располагаются таким образом, чтобы сформировать соответствующий данной модели механизм пластичности.
- Деформируемые зоны рассчитываются и конструктивно проектируются так, чтобы они были достаточно пластичными.
- Остальные зоны обеспечиваются дополнительным расчетным сопротивлением, чтобы они продолжали работать в упругой стадии.

Таким образом подразумевается, что для рассеивания энергии может работать только вышеописанный механизм, и что он будет иметь место при больших деформациях без потери несущей способности. Появляется четкая иерархия распределения несущей способности. Благодаря такому механизму пластичности в соответствующих конкретных областях вычисляются локальная и достаточная глобальная пластичность, и, таким образом, поведение здания при сейсмических воздействиях хорошо прогнозируется. Такой подход является полной противоположностью классическому расчету, в котором локальные пластические шарниры могут сильно меняться, а реальное поведение здания во время землетрясения остается совершенно неясным. Поэтому при классическом расчете может иметь место ситуация, когда при исчерпании резерва прочности в одних местах, в других появляются области повреждения хрупких элементов, что приводит к обрушению всего сооружения. Известными примерами этого являются сдвиг опор до момента образования пластических шарниров в ригелях или раннее повреждение раскосов в металлических конструкциях.

Пластический механизм, выбираемый по указанному выше методу, конечно же, должен быть адекватным, т.е. он должен обеспечивать образование как можно большего количества областей с локальной пластичностью (пластических шарниров), а, следовательно, высокую степень рассеивания энергии до момента потери устойчивости. На рис. 1.13 слева показан неудачный, а справа – более удачный пластический механизм

в многоэтажной раме. В ней появляются не только более пластичные шарниры, но и локальные шарниры пластичности кручения, необходимые для обеспечения равномерной глобальной пластичности, что значительно снижает необходимость в дополнительных конструктивных мероприятиях в этих местах.

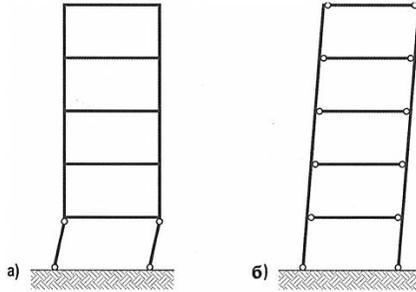


Рис. 1.13. Механизмы пластичности рамы при сейсмическом воздействии:
 а – неудачный механизм пластичности опор;
 б – более удачный механизм пластичности ригелей.

Многие эксперименты подтвердили преимущество вышеописанной концепции энергетического метода.

В заключение главы осталось добавить несколько слов о понятии упрочнения («Overstrength»), или более точно – О «сопротивлении при упрочнении» R_0 . Здесь имеет место уравнение:

$$R_0 = S_e \cdot \Phi_0. \quad (1.12)$$

С расчетным значением сейсмического напряжения S_e и с коэффициентом упрочнения Φ_0 . Упрочнение может появляться благодаря:

- внутренним резервам сопротивления материала;
- учету факторов безопасности в смысле расчетного сопротивления в соответствии со строительными кодами;
- расчету с повышенным запасом прочности за счет конструктивных мероприятий;
- резервам перераспределения усилий в статически неопределенных системах.

В литературе и в нормах приводятся результирующие коэффициенты упрочнения Φ_0 в пределах 1.3 и 2.2.

Идея энергетического метода все больше находит применение в национальных сейсмических нормах. Нормы Новой Зеландии полностью основаны на этой концепции, частично представленной в ЕС 8

и в DIN 4149:2005. Более старые нормы основаны на традиционном расчете и использовании только естественной глобальной пластичности через сниженные коэффициенты условия работы. Вместе с тем, на основании таких норм также вполне можно было бы применить и энергетический метод. Ожидается, что будет иметь место дальнейшее развитие всех сейсмических норм с использованием энергетического метода.

1.3. Основы динамики сооружений

1.3.1. Введение

Землетрясение – это динамическое воздействие. Для его анализа принципиально необходим динамический подход, даже если в стандартных ситуациях применяются упрощенные методики расчетов. Чтобы успешно использовать последние – а тем более, для применения сложных динамических расчетов – необходимо достаточное понимание динамической работы конструкции. Поэтому согласно основам сейсмологии (раздел 1.1) и основам теории сейсмостойкости (раздел 1.2) следует использовать важнейшие положения динамики сооружений.

В дальнейшем к динамике сооружений будем обращаться лишь частично, поскольку ее можно рассматривать на примере колебаний системы с одной степенью свободы как теории, необходимой для понимания сути упрощенных методик, а также для осуществления элементарного контроля.

Что же такое «динамика сооружений»? Более простым определением было бы следующее: динамика сооружений – это расчет конструкций с учетом временной зависимости перемещений, деформаций и сил. Динамика сооружений строится на уравнениях Ньютона (1.13) сумма всех приложенных сил равна массе, умноженной на ускорение. И если ускорениями можно пренебречь, остается основной закон статики: равнодействующая всех сил равна нулю, если система находится в равновесии.

$$\begin{array}{ll} \sum F_i(t) = \underline{M} \cdot \ddot{x}(t) & \sum F_i(t) = \underline{Q} \\ \text{Динамика} & \text{Статика} \end{array} \quad (1.13)$$

Но тогда в каком же случае можно пренебречь ускорениями? Любая сила зависит от времени. Опыт показывает, что инерционностью системы можно пренебречь только тогда, когда силы прилагаются «достаточно медленно». При этом временной параметр, конечно же, не может быть абсолютным, он должен быть промежутком времени, свойственным системе, т.е. периодом собственных колебаний, обратным значению частоты собственных колебаний.

Таким образом, силами инерции можно пренебречь, а систему можно рассчитывать в квазистатическом приближении, если:

Период изменения нагрузки \gg периода собственных колебаний конструкции или

Частоты возмущения \ll частот собственных колебаний конструкции.

Землетрясение с частотой возмущения приблизительно 25 Гц приводит к колебаниям в тех конструкциях, частоты собственных колебаний которых оказываются ниже 25 Гц. Если самая низкая частота собственных колебаний выше 25 Гц, то инерционное нагружение можно рассматривать как квазистатическое, а всю конструкцию можно рассчитывать на статические нагрузки.

С помощью анализа частот динамического нагружения и анализа частот конструкции можно выяснить, можно ли этим нагружением вызвать колебания в конструкции и насколько они будут опасные, а также какие требования следует предъявлять к возможной расчетной модели. Для сейсмических расчетов это означает, что расчетная модель должна представлять все частоты собственных колебаний приблизительно до 25 Гц.

1.3.2. Колебания систем с одной степенью свободы

1.3.2.1. Уравнения движения

Реальные системы имеют бесконечное число степеней свободы. Однако во многих случаях удастся описать суть динамического поведения с помощью эквивалентной модели с одной степенью свободы. Это система, для адекватного описания которой достаточно одного параметра.

Системы с одной степенью свободы являются основой динамики сооружений, по ним можно изучать и понимать базовое поведение, они необходимы для приблизительных расчетов и контроля. Более того, оказывается, что систему с N степенями свободы можно при помощи математических преобразований разложить в N систем с одной степенью свободы. Таким образом, система с одной степенью свободы является элементарной составляющей больших систем и, поэтому, ее следует рассмотреть подробнее.

Представленная на рис. 1.14 простая система состоит из (неподвижной) массы m , (линейной) пружины жесткостью k (без массы) и пропорционального скорости (линейного) демпфера с коэффициентом демпфирования r . Все три параметра отражают эквивалентные физические свойства реальной конструкции, и таким образом, являются вполне подходящими в рамках выбранной модели. Между массой и пружинной

за период собственных колебаний происходит обмен энергией, часть энергии рассеивается в демпфере и превращается в тепло. Пропорциональный скорости (вязкий) демпфер является математически наиболее простым. Поэтому другие механизмы рассеивания энергии, по возможности, аппроксимируются вязкими эквивалентными моделями демпфирования (критерий: одинаковое рассеивание энергии за цикл).

Для лучшего понимания имеет смысл параллельно рассмотреть действие силы $F(t)$ на массу и сдвиговые перемещения $z(t)$ основания пружины (кинематическое нагружение). Абсолютный сдвиг массы будет x . Относительный сдвиг между массой и основанием будет $y = x - z$. Кроме того, из трех физических параметров m , k и r образуется два независимых математических параметра:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \left[\frac{1}{\text{с}} \right] \qquad D = \frac{r}{2 \cdot \sqrt{k \cdot m}} [-] \qquad (1.14)$$

Собственная круговая частота

Коэффициент затухания

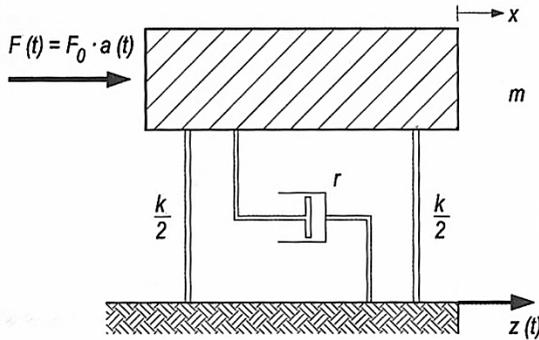


Рис. 1.14. Система с одной степенью свободы

Уравнения Ньютона приводят к следующим уравнениям движения:

<i>нагружение силой</i>	<i>кинематическое возмущение основания</i>
$m \ddot{x} = F(t) - r \cdot \dot{x} - k \cdot x$	$m \cdot \ddot{x} = -r \cdot (\dot{x} - \dot{z}) - k \cdot (x - z)$
$m \ddot{x} + r \cdot \dot{x} + k \cdot x = F(t) = F_0 \cdot \alpha(t)$	$m \cdot \ddot{y} + r \cdot \dot{y} + k \cdot y =$
	$= -m \cdot \dot{z}(t) = m \cdot a_o \cdot \beta(t)$
$\ddot{x} + 2D\omega \cdot \dot{x} + \omega^2 \cdot x = \frac{F_0}{m} \cdot \alpha(t)$	$\ddot{y} + 2D\omega \cdot \dot{y} + \omega^2 \cdot y = -a_o \cdot \beta(t)$

Как видно, уравнения для нагружения силой и кинематического возмущения основания имеют разные формы, тем не менее, кинематическое возмущение основания можно рассматривать как нагружение силой, равной «массе, умноженной на ускорение основания».

1.3.2.2. Свободные колебания

Сначала имеет смысл рассмотреть свободные колебания, при которых «исчезает» правая сторона уравнений движения (1.15):

$$\ddot{x} + 2D\omega \cdot \dot{x} + \omega^2 \cdot x = 0. \quad (1.16)$$

Тогда уравнения для нагружения силой и кинематического возмущения основания должны быть идентичными. С помощью начального сдвига x_0 (например, вследствие встряхивания) и начальной скорости \dot{x}_0 (например, вследствие толчка/импульса) получается решение:

$$\begin{aligned} x(t) &= e^{-D\omega t} \left[x_0 \cdot \cos\omega_d \cdot t + \frac{1}{\omega_d} \cdot (\dot{x}_0 + x_0 \cdot D \cdot \omega) \sin\omega_d \cdot t \right] \\ \dot{x}(t) &= e^{-D\omega t} \left[\dot{x}_0 \cdot \cos\omega_d \cdot t - \frac{1}{\omega_d} \cdot (x_0 \cdot \omega^2 - \dot{x}_0 \cdot D \cdot \omega) \sin\omega_d \cdot t \right] \end{aligned} \quad (1.17)$$

На рис. 1.15 показаны свободные колебания для $D = 0,05$ после начального сдвига.

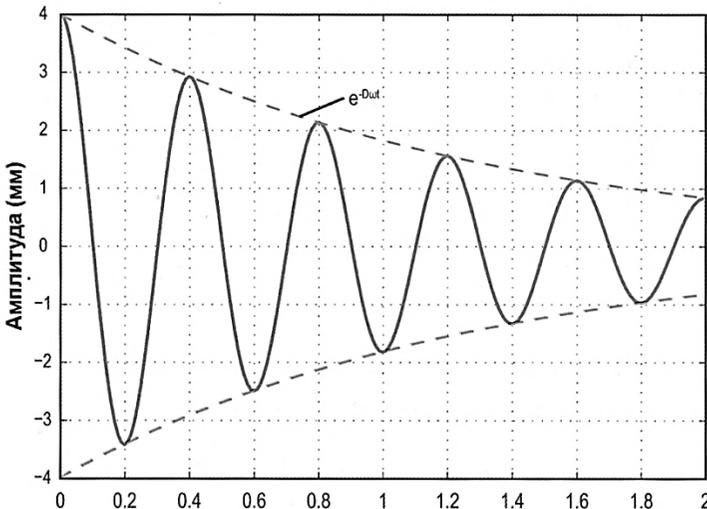


Рис. 1.15. Свободные колебания, одна степень свободы

Как видно из рисунка, амплитуды колебаний затухают экспоненциально. Наряду с вышеуказанными параметрами ω и D используются дополнительные параметры системы с одной степенью свободы:

$f = \frac{\omega}{2\pi}$ [Гц] – частота собственных колебаний не диссипативной (упругой) системы;

$T = 1/f$ [с] – период собственных колебаний не диссипативной (упругой) системы;

$\omega_d = \omega \cdot \sqrt{1 - D^2}$ [1/с] – собственная круговая частота диссипативной системы;

$T_d = 1/f_d = 2\pi/\omega_d$ [с] – период колебаний диссипативной системы;

$\Theta = \frac{2\pi D}{\sqrt{1 - D^2}}$ [–] – логарифмический декремент колебаний.

Очевидно, ω_d будет мнимой для $D > 1$. Благодаря экспоненциальному множителю, описанные функции перемещения и скорости будут асимптотически стремиться к нулю (затухать). $D = 1$ отделяет процесс колебаний от процесса ползучести. Поэтому $D = 1$ также называется критическим затуханием и, например, обозначение $D = 0,05$ соответствует величине 5% от критического затухания. Однако уравнения (1.17) остаются действительными при $D \geq 1$, тригонометрические функции при $D > 1$ переходят в гиперболические функции, при $D = 1$ образуется полином.

Различиями между частотой собственных колебаний (периодом колебаний) диссипативной системы и упругой системы для небольших коэффициентов затухания D можно пренебречь. Например, при $D = 0,02$ они составляют лишь 2%. Важным (прежде всего, при использовании справочных данных) является соотношение между D и Θ , для небольших коэффициентов затухания оно различается примерно в 2 раза $D = 2\Theta$. При свободных колебаниях важное значение имеет также зависимость между частотой собственных колебаний и статическим перемещением. Если исходить из определения частоты:

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (1.18)$$

и учитывать, что инерционная сила mg (масса $m \times 1 \text{ g}$) создает перемещение Δ , то имея $g = 981 \text{ см/с}^2$, получается простая формула:

$$f \approx \frac{5}{\sqrt{\Delta[\text{cm}]}} \text{ или } \Delta[\text{cm}] \approx 25/f^2. \quad (1.19)$$

Она позволяет делать быстрые приблизительные расчеты и осуществлять контроль частоты собственных колебаний с помощью расчетного варианта статической нагрузки «стандартное ускорение $1 g$ в соответствующем направлении». Таким образом, например, можно быстро получить представление об основной горизонтальной частоте сооружения, если нагружать статическую систему, которая уже была создана, (например, для определения влияния ветра), статически со стандартным горизонтальным ускорением $1 g$. В табл. 1.3 приведены некоторые цифры для выражений (1.19).

Таблица 1.3

Зависимость между частотой собственных колебаний и статической деформацией

Частота, Гц	1	3	5	10	50
Деформация, см	25	2,8	1	0,25	0,01

Как видно из таблицы, низким частотам собственных колебаний соответствуют большие деформации, а системы с высокими частотами собственных колебаний должны быть очень жесткими.

Формула (1.19) формально описывает поведение физического маятника, при этом, в знаменателе стоит квадратный корень длины маятника. Но в то же время, поскольку здесь стоит (малая) упругая деформация, а в формуле для маятника указана его (большая) длина, рассматриваемые упругие частоты больше частот маятника на порядок.

И еще одно примечание: формула (1.19) действительна только для систем с сосредоточенной массой. Если масса распределена непрерывно, как в описанном выше примере здания, и таким образом, имеет несколько степеней свободы, то формула требует коррекции:

$$f \approx \frac{5}{\sqrt{\frac{\Delta[cm]}{\Gamma}}} \text{ или } \Delta[cm] \approx \frac{25 \cdot \Gamma}{f^2}. \quad (1.20)$$

Здесь, величина Δ является максимальной деформацией системы. Коэффициент Γ является коэффициентом нагрузки при расчете по формам колебаний. Известно, что этот коэффициент (при нормировании собственного вектора перемещений к максимальному перемещению), как правило, лежит в диапазоне от 1,3 до 1,7. Поэтому, среднее значение коэффициента – 1,5 – вполне достаточно для большинства оценок.

1.3.2.3. Вынужденные колебания

Если правая сторона уравнения (1.21) не равна нулю, то рассматриваются вынужденные колебания. С профессиональной точки зрения параллельное изучение случаев нагружения силой и кинематического возмущения основания было бы привлекательным, однако в рамках этой книги будем рассматривать только кинематическое возмущение основания, вызванное землетрясением. Уравнение движения согласно (1.15) записывается в виде:

$$\ddot{y} + 2 \cdot D \cdot \omega \cdot \dot{y} + \omega^2 \cdot y = -\dot{z}(t) = -a_o \cdot \beta(t) \text{ при } y = x - z. \quad (1.21)$$

При этом a_o является максимальным значением (амплитудой) ускорения грунта, а $\beta(t)$ – функцией времени, нормированной к 1. В расчетах сейсмические нагрузки – как показано в главе 2 – являются переходной функцией продолжительностью (в Европе) от 5 до 30 с, состоящей их фазы нарастания, фазы сильного землетрясения и фазы затухания. Основное возмущение происходит в диапазоне частот от 1 до 25 Гц. Сигнал во времени состоит из отдельных частотных составляющих (спектральных частей), которые имеют разные фазы. В диапазоне частот основного возмущения фазы отдельных спектральных частей носят сильно стохастический (случайный) характер.

Аналитическое решение уравнения движения (1.21), имеющее математически достаточно тривиальный вид в зависимости от функции правой части уравнения движения (например, гармоническое возмущение, или полином), далее не рассматривается.

Численное решение уже рассматривалось в главе 1.1.3. Если ограничиться суммами реакций, максимальных за рассматриваемый промежуток времени, то получатся так называемые спектры реакций, а результат можно представить с помощью **спектра реакции через ускорения** S_a следующим образом

$$\begin{aligned} \text{Относительный сдвиг } y_{max} &\approx \frac{S_a(\omega, D)}{\omega^2} \\ \text{Сила в сечении } N_{max} &\approx S_a(\omega, D) \cdot m \\ \text{Абсолютное ускорение } x_{max} &= S_a(\omega, D) \end{aligned} \quad (1.22)$$

Таким образом, результат описывается с помощью уже рассмотренного в главе 1.1.3 спектра реакций, который содержит амплитуду a_o ускорения грунта. Если нормировать амплитуды к 1, такую функцию еще называют **динамическим коэффициентом (ДК)**, который указывает, насколько отличается динамическая реакция от (квази-) статической.

На рисунках 1.16 а–в – для трех типичных диапазонов времени возмущения основания (ускорения основания):

- гармонического возбуждения с частотой возмущения Ω ;
 - переходного возмущения с диапазоном времени землетрясения;
 - треугольного симметричного импульса продолжительностью t_E
- представлены нормированные к 1 спектры реакций через ускорения (строго говоря, динамический коэффициент ДК).

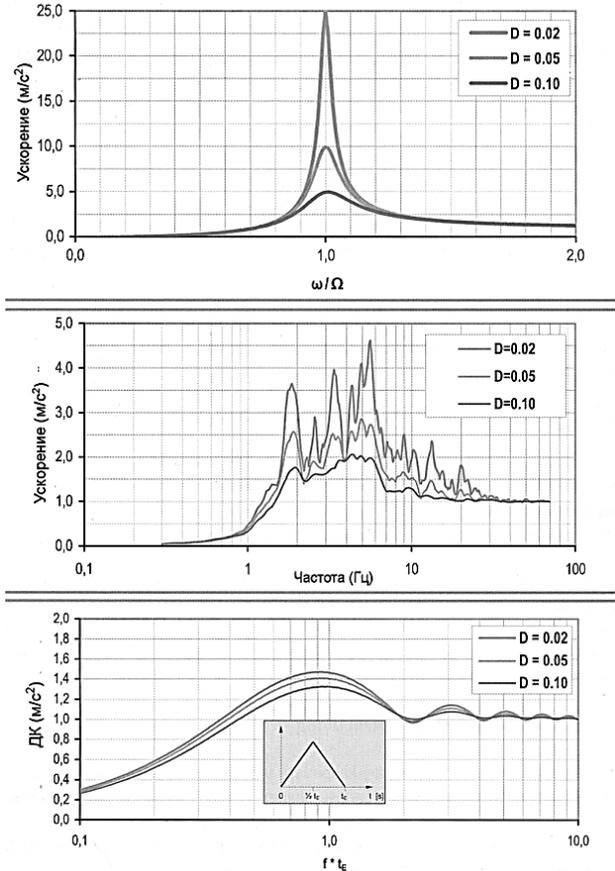


Рис. 1.16.

- а – спектр реакций через ускорения (ДК) для гармонического возмущения;
 б – спектр реакций через ускорения для возмущения при землетрясении;
 в – спектр реакций через ускорения для импульсного возмущения.

Для переходного процесса (землетрясение) они строятся в функции частоты f / Hz , для гармонического возмущения – в функции отношения частоты собственных колебаний и частоты возмущения $\xi = \omega / \Omega$, а для треугольной функции – в функции произведения частоты собственных колебаний и продолжительности приложения нагрузки $\zeta = f \cdot t_E$. Очевидно, ДК или спектр реакций всех временных функций можно было бы представить на общей диаграмме, если бы они отличались только одним параметром. Это, например, частота возмущения гармонической нагрузки или продолжительность приложения нагрузки при треугольном законе возмущения. Тогда этот параметр следует добавлять путем умножения или деления абсциссы на него. Это допустимо для всего интервала времени землетрясения, если бы различные отрезки времени отличались только равномерным «растяжением» или «сжатием» абсциссы. Конечно же, такие результаты получаются не путем цифрового моделирования, а только с помощью аналитических расчетов.

Данные рисунков можно обобщить следующим образом (см. также раздел 1.1.3):

- Спектры дают сумму максимальных реакций (ускорений) системы с одной степенью свободы на соответствующее кинематическое возмущение основания, в виде функции от частоты собственных колебаний и степени затухания, а также, при необходимости, в зависимости от параметра возмущения. (Если спектр реакций нормирован (ДК), его еще следует умножить на ускорение грунтового основания.)
- В диапазоне низких частот кривые стремятся к 0, а кинематическое возмущение приложено к гибкой вибросистеме. В диапазоне более высоких частот кривые стремятся к 1 (или ускорению основания), а благодаря абсолютно жесткой вибросистеме перемещения грунта и вибросистемы становятся идентичными.
- В диапазоне средних частот реакции системы значительно выше в зависимости от степени демпфирования. Максимальные значения достигаются при гармоническом возмущении и стремятся к бесконечности по мере снижения демпфирования. Наименьшие значения наблюдаются при импульсном возмущении, например, при треугольном законе нагружения. Значения реакций при переходном (сейсмическом) возмущении находятся между значениями для первых двух случаев нагружения. Для двух последних случаев по мере убывания демпфирования реакции растут до конечных значений.

Для инженеров или экспертов, рассчитывающих сейсмостойкую конструкцию, очень важно правильно понимать и использовать указанные нормы или спектры реакций грунтового основания.

1.3.3. Колебания систем со многими степенями свободы

Далее речь пойдет об элементах расчета более сложных конструкций в рамках основ динамики сооружений. Все необходимые сведения о колебаниях систем со многими степенями свободы показаны, что системы с N степенями свободы с помощью математических выкладок можно разложить на N систем с одной степенью свободы, так что вышеизложенные методы являются основой для решения уравнений колебаний систем со многими степенями свободы. Вместе с тем, конечно же, необходимы дополнительные исследования в каждом отдельном частном случае.

1.3.4. Эквивалентный (статический) метод

Для простых конструкций, как, например, многоэтажных регулярных по высоте зданий, равнопролетных рам или балочных клеток не всегда необходимо проводить динамический расчет с учетом многих собственных частот колебаний, как указано в Приложении А. Следует отметить, что на базе основной частоты колебаний f_0 , ряд более высоких частот собственных колебаний можно получить с помощью коэффициента $1 \leq k \leq 1,5$, точное значение которого зависит от вида конструкции. Реальная система, таким образом, аппроксимируется системой с одной степенью свободы. С помощью умножения значения спектра на основной частоте f_0 на коэффициент k получается эквивалентное ускорение:

$$a_{ers} = k \cdot S_a(f_0, D), \quad (1.23)$$

которое можно подставить квазистатически и которое отражает довольно точный характер нагружения конструкции. Условием является схожесть первой собственной формы колебаний с упругой статической линией при изгибе под эквивалентной нагрузкой. Это дает основание для применения упрощенного метода или метода эквивалентных сил (*static force method* – метод статических сил), который предлагается в любой сейсмической норме как эталонный случай. Только для ответственных конструкций, реакции которых в значительной степени обусловлены более высокими частотами собственных колебаний, необходимы более точные, динамические методы расчетов (*RSMA* или *THMA*).

2. АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Статическая теория определения сейсмических сил Φ . Омори

Статическая теория определения сейсмических сил была разработана в начале XIX века в Японии и основывалась на гипотезе об абсолютной недеформируемости здания во время землетрясения. То есть здание представляет собой абсолютное твердое тело, жестко заделанное в основание. При колебаниях грунта по некоторому закону $y_0(t)$ здание совершает колебания по тому же закону, что и основание, т.е. горизонтальные поступательные перемещения, скорости и ускорения всех точек здания одинаковы и равны соответствующим характеристикам колебания грунта. Предполагалось, что сооружение не имеет вращательных перемещений.

Автор теории – Φ . Омори полагал, что ускорение $\ddot{y}_0 \max$ также как и ускорение силы тяжести, постоянно действует на сооружение, поэтому сейсмическая сила, под которой понимались сила инерции S_{max} возникшая в любой точке сооружения с весом Q , действует на здание статически. Вследствие этого значение максимальной сейсмической силы S_{max} , возникающей в них, определялось по общим правилам строительной механики, используя формулы статики:

$$S_{max} = \frac{\ddot{y}_0 \max}{g} Q = k_c Q, \quad (2.1)$$

где k_c – коэффициент сейсмостойкости, принимаемый в зависимости от расчетной силы землетрясения. Для 7, 8, 9-балльного землетрясения этот коэффициент соответственно равен 0,025; 0,05 и 0,1;

Q – вес сооружения определяется по формуле:

$$Q = mg,$$

где m – масса сооружения;

$g = 9,81 \text{ м/с}^2$ – ускорение силы тяжести.

Все это предопределило справедливость названия разработанной Φ . Омори теории как **статической теории сейсмостойкости**.

Динамическая теория расчета сейсмостойкости Н. Монобе

Следующим этапом в развитии теории сейсмостойкости является динамическая теория Н. Монобе, в которой он отказывается от гипотезы об абсолютной недеформируемости сооружения, а сейсмические силы, действующие на систему, определяет с учетом ее упругих свойств.

В качестве расчетной модели здания была выбрана линейно-упругая система с жидкостью K и одной сосредоточенной массой M , жестко заделанная в основание. Предполагалось, что основание сооружения совершает вынужденные колебания по установившемуся гармоническому закону $y_0(t)$ с периодом T_0 без учета диссипации энергии.

Максимальные значения сейсмической силы определялись по формуле:

$$S_{max} = \beta_1 k_c Q, \quad (2.2)$$

где $Q = mg$ – вес системы;

$k_c = \frac{\ddot{y}_{0 \max}}{g}$ – коэффициент сейсмостойкости;

β_1 – динамический коэффициент, определяемый по формуле:

$$\beta_1 = \frac{1}{1 - T^2/T_0^2}, \quad (2.3)$$

где $T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}}$ – период собственных колебаний сооружения.

Динамическая теория расчета сейсмостойкости К.С. Завриева

Впервые идея о том, что главной причиной сейсмических разрушений зданий являются их колебания по собственным формам в начальной стадии землетрясения, высказана в 1927 году советским ученым К.С. Завриевым. Впоследствии эта теория была развита другими учеными и получила название **динамической теории расчета сейсмических сил**.

Принимая ту же расчетную модель, что и Н. Монобе, и рассматривая сейсмические перемещения грунта как незатухающие колебания по гармоническому закону косинуса, К.С. Завриев получил формулу для определения максимальной сейсмической силы, в которой коэффициент динамичности был вдвое выше, чем у Н. Монобе.

Максимальные значения сейсмической силы определялись по формуле:

$$S_{max} = \beta_1 k_c Q, \quad (2.4)$$

где $\beta_2 = \frac{1}{1-T^2/T_0^2}$ – динамический коэффициент.

Спектральный метод расчета сейсмостойкости

В 1934 году М.А. Био предложил определять сейсмические силы на основе разработанного им **спектрального метода расчета**.

В отличие от своих предшественников величину сейсмической нагрузки, действующую на линейно-упругую систему с одной степенью свободы, М.А. Био определял не по гармоническому закону движения основания, а с использованием полученного им стандартного спектра ускорений, построенного с использованием экспериментально измеренных ускорений маятников, обладающих разными периодами собственных колебаний ($T = 0,1 \div 2,4$ сек), соответствующих реальным зданиям.

Величина максимальной сейсмической силы при колебании основания с ускорением по произвольному закону $\ddot{y}_0(t)$ определяется по формуле

$$S_{max} = m\ddot{z}(t), \quad (2.5)$$

где m – масса сооружения;

$\ddot{z}(t)$ – спектр ускорений, представляющего собой зависимость максимальных ускорений от периода собственных колебаний T системы (маятника).

Национальные нормы расчета сейсмостойкости зданий и сооружений

В настоящее время около 30 наиболее экономически развитых стран мира (в том числе Россия) располагают национальными нормами, регламентирующими основные правила строительства в сейсмически опасных районах. Основываясь на результатах большого количества теоретических и экспериментальных исследований, подавляющее большинство норм расчета зданий на сейсмическую нагрузку ведут на эквивалентную статическую нагрузку на основе динамического метода расчета.

В процессе расчета зданий на эквивалентную статическую нагрузку, основанного на спектральном методе расчета, определяются

сейсмические нагрузки, приходящиеся на каждый элемент, и сравниваются с их несущей способностью по общим правилам расчета железобетонных конструкций. Такой подход к расчету сейсмостойкости зданий и сооружений получил название условно-статического метода расчета на сейсмические воздействия.

Нормы России

В настоящее время расчет зданий и сооружений на воздействие сейсмических нагрузок производится в соответствии со СНиПом II-7-81, в основу которых заложена резонансно-колебательная концепция, суть которой в том, что причиной сейсмических разрушений зданий являются из резонансные колебания по собственным формам.

В качестве нормативной расчетной схемы каркасных зданий применяется линейно-упругая консольная система с (n) сосредоточенными массами (в зависимости от этажности), жестко заделанной в основание и нагруженной горизонтальными силами, приложенными к центрам масс. Движение системы раскладывается по формам собственных колебаний. Сейсмическая нагрузка определяется отдельно для каждой формы собственных колебаний.

Полная сейсмическая нагрузка S_{ik} определяется в предположении упругого деформирования конструкций с введением условных эмпирических коэффициентов, учитывающих различные формы разрушения элементов системы, образования шарниров и особенностей конструктивной схемы сооружения по формуле:

$$S_{ik} = k_1 k_2 S_{oik}, \quad (2.6)$$

где $k_1 = 0,25$ – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений;

k_2 – коэффициент, учитывающий особенности конструктивного решения зданий и сооружений;

S_{oik} – расчетная сейсмическая нагрузка, соответствующая i -й форме собственных колебаний здания, приложенная к массам m_k , определяется по формуле:

$$S_{oik} = Q k \alpha \beta_i k_\psi \eta_{ik}, \quad (2.7)$$

где $Q k = m_k g$ – все здания, соответствующие массе;

α – коэффициент сейсмичности, равный 0,1; 0,2; 0,4 в зависимости от расчетной сейсмостойкости в 7, 8, 9 баллов соответственно;

$\beta_i = A/T_i$ – коэффициент динамичности, изменяющийся в зависимости от i -ого тона периода собственных колебаний T_i здания и категории грунта, в пределах $0,8 \div 2,7$;

k_ψ – коэффициент демпфирования;

η_{ik} – коэффициент, зависящий от всех учитываемых в расчете форм собственных колебаний, определяется по формуле

$$\eta_{ik} = \frac{x_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j x_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j x_j^2(x_j)}, \quad (2.8)$$

где x_k и x_j – расстояния между точками, в которых приняты сосредоточенные массы, и верхним обрезом фундамента.

От действия расчетных сейсмических нагрузок S_{ik} статическим расчетом по правилам строительной механики находят внутренние усилия N_i в сечениях конструкций зданий, соответствующие i -ой форме собственных колебаний отдельно по каждой форме, а полное расчетное усилие N_p определяется в виде:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (2.9)$$

где n – число учитываемых в расчете форм собственных колебаний. Для систем с одной степенью свободы $n = 1$.

Дополнительный коэффициент условий работы $m_{кр}$ учитывает кратковременность и малое число повторений сейсмических нагружений.

Достоинства и недостатки нормативного метода расчета:

Основное достоинство нормативного метода расчета сейсмостойкости заключается в его простоте, когда для расчета железобетонных конструкций используются хорошо известные инженеру приемы и правила, применяемые для обычных статических нагружений.

Главный недостаток нормативного метода заключается в том, что заложены нереальные основы и ошибочная технология реализации этих основ, т.е. философия проектирования предполагает локальные разрушения и неупругие деформации, а методы расчета фактически их не допускают.

Кроме этого нормы имеют и некоторые другие недостатки:

- локальные повреждения и неупругие деформации в железобетонных элементах учитываются условными эмпирическими коэффициентами как при определении сейсмической нагрузки, так и при расчете прочности отдельных элементов. Эти коэффициенты не поддаются проверке

или уточнению опытным путем, потому что каждый из них не является физическим параметром, который можно изменить или вычислить по результатам измерений. Они не учитывают изменчивости физических деформационных характеристик железобетонных элементов и системы в целом вплоть до наступления предельного состояния.

- с одной стороны, нормы допускают в расчетах на сейсмостойкость применять расчетную модель здания в виде линейно-упругой консольной системы с жесткой заделкой в основании, с другой – образование неупругих остаточных деформаций, трещин, повреждений отдельных элементов, что прямо противоречит первому положению;
- при определении коэффициента β_i не уточняется, какую из отличающихся в несколько раз опытных величин периодов собственных колебаний здания T , нужно брать: начальную, соответствующую микросейсмическим колебаниям, или промежуточную, соответствующую, например, началу развития пластических деформаций;
- неточный учет вертикальной составляющей;
- недостаточный учет волновых процессов и неточное определение влияния грунтов на сейсмические воздействия и др.

Проект новой редакции СНиП

При расчете на сейсмические воздействия используются условно статический и динамический методы расчета.

Условно статический расчет производится по обычным правилам на условную сейсмическую нагрузку, при этом принимаются линейно-упругие модели конструктивных систем.

Полная сейсмическая нагрузка определяется по формуле:

$$S_{ik} = \rho S_{oik}, \quad (2.10)$$

где ρ – коэффициент редукции, учитывающий неупругие деформации, вводится при определении усилий в элементах системы:

$$\rho = \frac{1}{\mu}, \quad (2.11)$$

где μ – деформационная характеристика элемента в предельном состоянии.

Условия прочности и деформативности для каждого элемента конструктивной системы определяются по формуле:

$$R \leq R_n \quad (2.12)$$

$$\delta \leq \delta_n, \quad (2.13)$$

где R и δ – усилие и деформация элемента от внешней нагрузки;

R_n и δ_n – предельно допустимые усилия и деформации для рассматриваемого элемента.

Несущая способность железобетонных элементов определяется с учетом динамического малоциклового характера сейсмических воздействий, для чего расчетное сопротивление бетона умножается на дополнительный коэффициент условия работы $\gamma = 0,7 \div 1,0$.

Нормы США

В основу американских норм по расчету и проектированию строительства в сейсмических районах, принятых по Единому строительному коду США, введенных в 1977 году, заложено неупругое деформирование основных несущих железобетонных конструкций.

Полная горизонтальная сейсмическая нагрузка в основании здания определяется по формуле:

$$S_{max} = QC_s, \quad (2.14)$$

где Q – нагрузка на уровне обреза фундамента;

C_s – коэффициент сейсмической нагрузки в основании сооружения, определяется по расчетному спектру в зависимости от периода основного тона колебаний по формуле:

$$C_s = \frac{1,2 GA}{RT^{2/3}}, \quad (2.15)$$

где $G = I \div 1,5$ – коэффициент, учитывающий тип грунтовых условий, при этом для площадок со скальными и плотными грунтами $C_s \leq 2,5A/R$, а с мягкими $C_s \leq 2,5A/R$;

A – приведенное максимальное ускорение основания, определяемое по картам сейсмического районирования;

R – понижающий коэффициент, зависящий от конструктивной схемы здания;

T – период основного тона собственных колебаний.

Международные нормы ЕВРОКОД-8 и МОДЕЛЬ-КОД ЕКБ

При расчете сейсмической нагрузки по международным нормам ЕВРОКОД-8 и МОДЕЛЬ-КОД ЕКБ проверка прочности элементов конструкции производится, исходя из условия, что во всех практических областях конструкции усилия сопротивления должны быть больше внешних усилий. Усилия сопротивления определяются с учетом циклического деформирования, вызванного расчетным сейсмическим воздействием. В случае, если специальные данные отсутствуют, расчетные значения усилий сопротивления могут рассматриваться как при монотонном нагружении. Железобетонные конструкции по неупругой деформативности разделяются на три класса: низкий, средний и высокий.

Расчетная сейсмическая нагрузка определяется по формуле

$$S = \frac{\alpha\beta\eta G}{k} ; \quad (2.16)$$

где α , β , η – коэффициенты, учитывающие нормируемый уровень максимальных ускорений движения основания; увеличение ускорений движения системы с несколькими степенями свободы;

G – собственный вес;

$k = 1,5 \div 4$ – коэффициент, учитывающий особенности работы конструктивной системы здания, принимаемый в зависимости от класса неупругой деформативности железобетонных элементов и класса регулярности системы.

Нормы Японии

По японским нормам сейсмический расчет конструкций должен обеспечивать их безопасность во время землетрясения и эксплуатационную пригодность после землетрясения.

Расчетное сейсмическое воздействие должно определяться в соответствии с типом конструкции и характеристиками района строительства и отвечать наибольшему землетрясению, которое может иметь место в рассмотренном районе в течение всего срока эксплуатации конструкции. Причем рассматривается только горизонтальная составляющая сейсмического воздействия.

Сейсмическое воздействие S_{ik} определяется по формуле:

$$S_{ik} = S_{oik} k, \quad (2.17)$$

где S_{oik} – расчетная сейсмическая нагрузка соответствующая i -й форме собственных колебаний зданий, к массе m_k ;

k – расчетный *сейсмический коэффициент*, определяется, исходя из жесткости элемента по полному поперечному сечению по формуле:

$$k = v_1 v_2 v_3 v_q v_s k_0, \quad (2.18)$$

где $v_1 = 0,7 \div 1,0$ – коэффициент, учитывающий влияние сейсмической зоны;

$v_2 = 0,9 \div 1,2$ – коэффициент, учитывающий условия основания;

$v_3 = 0,5 \div 2,0$ – коэффициент, учитывающий период собственных колебаний здания;

$v_q = 0,4 \div 1,0$ – коэффициент, учитывающий уровень повреждаемости конструкций (образования и раскрытия трещин, пластических деформаций), при этом $v_3 v_1 \leq 0,5$;

$v_s = 0,7 \div 1,0$ – коэффициент, учитывающий влияние отдельных элементов на прочность конструкции или конструктивной системы;

$k_0 = 0,2$ – коэффициент для базовой горизонтальной сейсмической силы.

Нормы Новой Зеландии

Расчет зданий и сооружений на сейсмические воздействия в Новой Зеландии производится в соответствии с положениями норм NZS4203, введенных в 1976 году.

Сейсмический расчет конструкций основан на принципах резонансно-колебательной концепции, учитывающей податливость систем и образование пластических шарниров в несущих элементах конструкции, с введением целого ряда обобщающих коэффициентов. Расчет разрешается вести тремя методами: на эквивалентную сейсмическую нагрузку, на основе спектрального расчета и численным интегрированием уравнений движения системы.

Полная горизонтальная сейсмическая нагрузка в основании здания определяется по формуле

$$S_{max} = GISMRW_i, \quad (2.19)$$

где $G = 1 \div 6,5$ – коэффициент сейсмичности, зависящий от площадки строительства и типа грунтовых условий;
 $J = 1 \div 1,6$ – коэффициент конструктивного решения здания, зависящий от типа несущих конструкций;
 $S = 1 \div 3$ – дополнительный коэффициент меры риска;
 M – коэффициент, зависящий от материала несущих конструкций;
 W_i – масса здания.

Нормы Португалии

Расчет зданий на сейсмическую нагрузку в Португалии ведется в соответствии с нормами, введенными в 1976 году.

В качестве расчетной схемы для каркасных зданий принята система с одной или несколькими степенями свободы (в зависимости от этажности здания).

Горизонтальная сейсмическая нагрузка, действующая в уровне сосредоточенных масс, определяется с помощью введения обобщающих коэффициентов по формуле:

$$S_{max} = \frac{\alpha C_0 \beta Q}{\mu}, \quad (2.20)$$

где $\alpha = 0,5 \div 1$ – коэффициент сейсмичности, зависящий от площадки строительства;

$\mu = 1 \div 4$ – коэффициент податливости, зависящий от конструктивного решения здания;

C_0 – коэффициент, зависящий от грунтовых условий и частоты основного тона колебаний;

β – коэффициент, учитывающий влияние высших форм колебаний;

Q – собственный вес здания.

В решении коллегии Минстроя России от 18.12.96 записано, что новый СНиП «Строительство в сейсмических районах» (редакция 1997 г.) должен разрабатываться с учетом новейших данных и достижений в этой области.

В настоящее время ведется активная работа по усовершенствованию старых и созданию новых нормативных методов расчета сейсмостойкости зданий и сооружений с целью устранения всех недостатков и противоречий нынешних норм. Рассмотрим наиболее известные из них.

Предложение Я.М. Айзенберга (Госстрой)

По мнению Я.М. Айзенберга важнейшее направление совершенствования нормативных методов расчета сейсмостойкости заключается в следующем.

Так как землетрясения относятся к нестационарным случайным воздействиям, а нагрузки, вызванные землетрясениями, являются очень интенсивными, непредсказуемыми и чрезвычайно редкими, то с позиций оптимального проектирования сооружение должно выдерживать действие нагрузки без обрушения. При этом в конструкциях допускается возникновение значительных повреждений и неупругих деформаций, из-за которых они могут оказаться непригодными к нормальной дальнейшей эксплуатации. Однако, сооружение в целом уже выполнило свою функцию – обеспечило защиту людей и материальных ценностей. Разрешается поступиться принципом равнопрочности элементов конструкций и сечений.

Суть предложений Я.М. Айзенберга заключается в том, что причиной сейсмических разрушений зданий являются резонансные колебания гибких элементов стоячими поперечными волнами, которые вызваны колебаниями грунта.

Сооружение разбивается на n горизонтальных слоев толщиной Δx_i ($i = 1, \dots, n$); в многоэтажном здании Δx_i – высота i -го этажа. Для каждого слоя вычисляют его вес q координаты центров масс и горизонтальной жесткости. В центр массы каждого i -го слоя к сооружению прикладывают горизонтальные сейсмические силы P_i

$$P_i = \mu q_i \sin\left(\frac{\pi x_i}{2H}\right). \quad (2.21)$$

Затем статическим расчетом по формуле (2.22) определяют суммарные внутренние усилия N , как сумму усилий N_c основного сочетания нагрузок, включающего температурные климатические воздействия, и приращения этих усилий N_{pi} от действия сил P_i

$$N = N_c + N_{pi}.$$

Аналогично определяют суммарные перемещения в прогибы $A_j(N)$ элементов здания.

Метод бегущей волны А.М. Курзанова (Академстройнауки)

По мнению А.М. Курзанова, причиной всех сейсмических разрушений зданий являются не стоячие резонансные волны, а бегущие по зданию поперечные волны, скорость которых не превышает нескольких сот метров в секунду. Это связано с тем, что в многоэтажных зданиях первые надземные этажи играют роль фильтра низких частот, поэтому резонанс высокочастотных сейсмических волн невозможен ввиду практически полного их поглощения на первых этажах. В связи с этим проектирование сейсмостойких зданий и сооружений следует выполнять **методом бегущей волны**.

В первые мгновения землетрясения в результате сейсмического смещения фундамента и небольшой скорости бегущей вверх поперечной волны разрушительные силы и деформации сосредотачиваются в узком слое конструкций первого этажа, отчего здание разрушается, не успев даже раскачаться. Если бегущая волна недостаточно сильна для разрушения конструкций первых этажей, она пробегает по зданию, достигая его верха.

Отразившись от его свободного конца в обратном направлении, начинает движение отраженная волна, имеющая одинаковые с набегающей волной амплитуду и фазу. Сумма набегающей и отраженной волн удваивает амплитуду перемещений верхних этажей, вызывая их обрушение. В непрерывном потоке набегающих и отраженных волн каждая волна удваивает свои перемещения на верхнем участке здания, равном четверти ее длины. В момент, когда бегущая вниз отраженная волна достигает уровня поверхности земли, навстречу ей начинает движение другая отраженная волна, имеющая одинаковую с предыдущей амплитуду и противоположную фазу.

В общем случае, бегущая поперечная волна вызывает изгибные, сдвиговые и крутильные деформации здания, причем скорость бегущей волны не одинакова в неповрежденном и поврежденном землетрясением здании.

В каждое мгновение сейсмического колебания здания его деформация равна сумме остановленных в это мгновение всех бегущих в здании волн.

Переменные величины изгибающего момента и перерезывающей силы в поперечном сечении здания с координатами вычисляются по формулам:

$$M_x = E_x J_x \frac{d^2 y_\Sigma}{dx^2} = \sum A_j E_x J_x \sin \omega_j \left(t - \frac{x}{v_i} \right) \quad (2.22)$$

$$Q_x = \frac{dM_x}{dx} = \sum A_j E_x J_x \frac{\omega_j^3}{v_i^3} \cos \omega_j \left(t - \frac{y}{v_i} \right) \quad (2.23)$$

Наибольшие избегающий момент и перерезывающая сила в поперечном сечении здания с координатой ... вычисляются по формулам:

$$M_{x \max} = \sum A_j E_x J_x \frac{\omega_j^2}{v_i^2} \quad (2.24)$$

$$Q_{x \max} = \sum A_j E_x J_x \frac{\omega_j^3}{v_i^3}, \quad (2.25)$$

где E_x и J_x – модуль Юнга материала стержня и момент инерции поперечного сечения в точке с координатой x ;
 ω_j – круговая частота внешнего воздействия, возбуждающего бегущую поперечную волну $\omega_j = \sqrt{\frac{a_{0j}}{A_{0j}}}$.

Достоинства и недостатки метода бегущей волны А.М. Курзанова:

Основными достоинствами метода бегущей волны является:

- учет реальных параметров предельного состояния сооружения;
- отсутствие в алгоритме метода эмпирических коэффициентов и параметров, не поддающихся измерению с помощью натуральных испытаний;
- учет реальной сейсмической реакции упругопластической модели здания в форме бегущей волны;
- учет реальной величины сейсмических перемещений оснований;
- опасное поперечное сечение в колонне не занимает определенного места, как, например, при стоячей резонансной волне, а перемещается по всей высоте колонны вместе с бегущей волной;
- спектральный метод расчета сооружений – частный случай метода бегущей волны, принимаемый в пределах линейно-упругой реакции системы «сооружение-основание».

К основным недостаткам данного метода можно отнести следующее:

- не учитывается наложение волн во время пробега по зданию;
- при расчете зданий методом бегущей волны учитывается работа бетона только в упругой стали.

Прямой динамический метод расчета

Одним из путей устранения указанных выше недостатков является использование прямого динамического метода расчета, суть которого сводится к учету неупругих деформаций конструкций.

Метод основан на применении динамических уравнений равновесия (движения), закона изменения динамической нагрузки во времени и аналитических зависимостей, полученных с учетом полных диаграмм состояния (деформирования) материалов элементов и системы в целом, учитывающих влияние реальных режимов нагружения при сейсмических воздействиях и связывающих усилия и перемещения системы вплоть до предельного состояния.

В качестве расчетной схемы каркасного здания принимается невесомая полурама с сосредоточенными в узлах массами, нагруженная силами $P_k(t)$.

Разрешается ряд допущений:

- считается, что в уровне покрытия элементы стержневой системы жестко закреплены между собой;
- жесткость в стержне принимается эквивалентной боковой жесткости здания в пределах всего этажа;
- внешняя горизонтальная сила приложена в центр сосредоточенной массы.

В качестве закона изменения нагрузки во времени используются инструментальные записи ускорений оснований при сейсмических воздействиях, а также синтезированные акселерограммы. Считается, что в начальный момент движения грунта ускорение достигает максимума, а скорость равна нулю.

Сейсмические силы представляются в виде сил инерции, приложенных к массам системы по формуле:

$$P_k(t) = m_k \ddot{y}_0, \quad (2.26)$$

где \ddot{y}_0 – ускорение грунта.

Уравнение динамического равновесия (движения) для k -ой точки системы, в которое помимо сил инерции входят силы сопротивления системы как функции ее перемещений $R(y)$ и внешние силы от сейсмических воздействий как функции времени, $P_k(t)$ имеет вид:

$$m_k \ddot{y}_k + \sum_{j=1}^n r_{kj} y_j + P_k(t) = 0, \quad (2.27)$$

где y_j – перемещение системы в точках $j = 1, 2, \dots, n$;

r_{kj} – реакция связи в точках k при смещении связи j на единицу;

n – число степеней свободы системы.

В качестве критерия прочности используются предельные условия (деформации и напряжения) в элементах системы, которые не должны превышать допустимых значений.

Развитие остаточных деформаций учитывается различными зависимостями «нагружение-разгрузка» с появлением петель гистерезиса.

Метод динамического расчета разработан для различных конструктивных систем зданий: консольных, плоских и пространственных.

Достоинства и недостатки прямого динамического метода расчета:

Главные преимущества прямого динамического расчета заключаются в следующем:

- он в большей степени соответствует реальному характеру работы железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях и позволяет более полно и точно оценивать сложное и напряженно-деформационное состояние на каждом этапе сейсмического нагружения;
- отечественные и большинство зарубежных норм оценивают прочность элементов по предельным усилиям, воспринимаемым железобетонным элементом, а динамический расчет позволяет иметь комплексную оценку прочности элемента как по усилиям, так и по деформациям, вплоть до достижения предельного состояния.

Основной недостаток этого метода заключается в недостаточной проработке динамического расчета применительно к железобетонным конструкциям и сложности расчетного аппарата.

Ударно-волновая концепция С.Б. Смирнова

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

И только подземные взрывы отдаленно напоминают сейсмические разрушения.

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

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

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

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

Достоинства и недостатки ударно-волновой концепции С.Б. Смирнова:

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

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

Существующие методы расчета прочности наклонных сечений железобетонных колонн при сейсмических воздействиях

Указания по расчету прочности наклонных сечений железобетонных элементов при сейсмических воздействиях содержатся в нормативных документах ряда стран: России, США, Японии, Югославии, Румынии и др. Рассмотрим лучшие из них.

Нормы России

По СНиПу 2.03.01-84* предельная поперечная сила Q , воспринимаемая железобетонным элементом, определяется из условия равновесия внешних и внутренних поперечных сил по формуле:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (2.28)$$

где Q_b – предельное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны над вершиной наклонной трещины, для элементов прямоугольного сечения в случае армирования ненапрягаемой арматурой определяется в виде:

$$Q_b = \frac{\varphi_{bz} R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (2.29)$$

где c – длина проекция наиболее опасного сечения на продольную ось элемента, определяется по формуле:

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{bz} R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}}, \quad (2.30)$$

где q_{sw} – предельное усилие в хомутах на единицу длины элемента вдоль наклонного сечения, определяется из условия минимальной несущей способности элемента по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w}, \quad (2.31)$$

Нижний предел Q_b соответствующий поперечной силе, при котором появляются наклонные трещины, имеет вид:

$$Q_b = \varphi_{bj} R_{bi} b h_0 . \quad (2.32)$$

Предельное усилие Q_{sw} воспринимаемое поперечной арматурой в наклонном сечении, для железобетонных элементов постоянного поперечного сечения, имеющих постоянный шаг хомутов, определяется по формуле:

$$Q_{sw} = q_{sw} c . \quad (2.33)$$

Прочность железобетонных элементов по наклонному сечению на сейсмическую нагрузку учитывается умножением в формуле (2.28) на коэффициент поперечной силы воспринимаемой бетоном сжатой зоны. А при расчете прочности колонн из легкого бетона по наклонному сечению на сейсмическую нагрузку предлагается вводить коэффициент условий работы $m_{kp} = 0,8$.

А.А. Беспаяв и В.И. Боргатин предложили учитывать влияние продольной сжимающей силы на прочность наклонных сечений железобетонных элементов при сейсмических воздействиях в рамках методики, предложенной в формуле (2.28), умножая предельное усилие воспринимаемое бетоном Q_b на повышающий эмпирический коэффициент k_{Ni} :

$$Q_{сейсм} \leq k_{Ni} Q_b + Q_{sw} , \quad (2.34)$$

где $k_{Ni} = 1 + 2m + 2,5m^2 \geq 1,0$

$$m = \frac{x_n - x_0}{x_0}$$

Г.И. Кириакиди предложил определять прочность наклонных сечений железобетонных элементов при сейсмических воздействиях с учетом положительного влияния продольной сжимающей силы, умножая величину Q_b на коэффициент k_{Ni} :

$$Q_{сейсм} \leq k_{Ni} Q_b + Q_{sw} \quad (2.35)$$

$$k_{Ni} = 1 \div 0,05 \frac{N}{R_b b h_0} \leq 1,2.$$

В.А. Городецкий предложил определять прочность наклонных сечений при знакопеременных малоцикловых нагружениях типа сейсмических с помощью понижающего эмпирического коэффициента ω , учитывающего работу только ядра сечения, заключенного в пределах хомутов, используя методику для определения прочности наклонных сечений при однократном статическом нагружении, предложенную по формуле:

$$Q_{сейсм} = Q_{sw} + \omega(Q_{b1} + Q_{b2}) \quad (2.36)$$

где $\omega = 1 - 0,5 \frac{S_w}{h}$

И.З. Бацанадзе предложил определять прочность наклонных сечений на совместное действие продольных и поперечных знакопеременных малоцикловых нагружений типа сейсмических по методике, умножая величину Q_b в формуле (2.46) на коэффициенты $\omega_1 < 1$ и ω_2 :

$$Q = Q_{sw}^{min} + \omega_1 \omega_2 Q_b^{min}, \quad (2.37)$$

где $\omega_1 = \left(0,4 + 0,04 \frac{N}{R_b b h_0}\right)$ – понижающий коэффициент, учитывающий величину и знак продольной силы N ;

$\omega_2 = \left(1 + 0,1 \frac{N_{max} - N_{min}}{R_b b h_0}\right)$ – коэффициент, учитывающий увеличение несущей способности элемента, при наличии значительной продольной сжимающей продольной силы на втором полуцикле повторных нагружений по сравнению с постоянным нагружением минимальной продольной силы;

Q – предельная поперечная сила при совместном действии поперечных и продольных знакопеременных малоцикловых нагружений типа сейсмических;

N_{min} и N_{max} – значение продольной силы в первом и втором полуциклах соответственно;

Q_{sw}^{min} и Q_b^{min} – поперечная сила, воспринимаемая соответственно поперечной арматурой (хомутами) в наклонной трещине и бетоном над ней соответственно; определяемые при наличии постоянно действующей N_{min} и при одностороннем однократном воздействии поперечной силы по методике, предложенной в [149].

М.Р. Уразиманов предложил определять прочность наклонных сечений железобетонных элементов из легкого бетона на действие горизонтальной сейсмической силы по методике, учитывая снижение проч-

ности, по сравнению с односторонним статическим действием нагрузки, с помощью понижающего эмпирического коэффициента ω , по формуле

$$Q_{сейсм} = Q_{sw} + \omega(Q_{b1} + Q_{b2}), \quad (2.38)$$

где $\omega = 1 - 0,6 \frac{S_w}{h}$

$$Q_{b1} = 0,35 R_{op} b x \quad (2.39)$$

$$Q_{b2} = 0,7 R_{op} b (x_0 - x). \quad (2.40)$$

Нормы США

В нормах США предельная поперечная сила Q , воспринимаемая железобетонным элементом по наклонному сечению, определяется по формуле:

$$Q = Q_b + Q_{sw}, \quad (2.41)$$

где Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении, определяется по формуле:

$$Q_b = \left(1,9 \sqrt{R_n} + 2v\mu \frac{Qh}{M} \right) b h_o. \quad (2.42)$$

Влияние на элемент продольной сжимающей силы N учитывается заменой в формуле (2.42) изгибающего момента M изгибающим моментом M_N

$$M_N = M - N \left(\frac{4h - h_o}{g} \right). \quad (2.43)$$

Величина Q_b вычисляется с учетом влияния силы N , но не больше

$$Q_b = 3,5 \sqrt{R_n} b h_o \sqrt{1 + \frac{N}{500A_b}}. \quad (2.44)$$

Поперечное усилие, воспринимаемое хомутами Q_{sw} принимается равным

$$Q_{sw} = \frac{A_{sw}R_{sw}h}{s_w} \leq 8\sqrt{R_n}bh. \quad (2.45)$$

Нормы Японии

По нормам Японии определение усилий в поперечных сечениях элементов производится путем линейного статистического расчета с учетом места их расположения, формы, условий соединения и опирания элементов.

Предельная поперечная сила Q , которую способен воспринять элемент по наклонному сечению с учетом действия на него продольной сжимающей силы N , определяется по формуле:

$$Q = \left[\frac{0,053 (100\mu_2)^{0,23} (180+R_q)}{\frac{Mh_0}{Q} + 0,12} + 2,7\sqrt{\mu_{sw}R_{sw}} + 0,1\frac{N}{A_b} \right] 0,8bh. \quad (2.46)$$

Сопоставительные расчеты сейсмической силы на одноэтажное промышленное здание по национальным нормам

Исходные данные и расчетные предпосылки

Для сравнения величин сейсмической силы, вычисленных по нормам разных стран, проведены расчеты сейсмической силы на одноэтажное каркасное здание из железобетона.

Рассматривается температурный блок одноэтажного промышленного бескранового здания. Шаг колонн и стропильных конструкций – 6 м. Принято однопролетное здание с пролетом 18 м.

Приняты материалы:

бетон класса В30

$(R_b = 1,7 \cdot 10^7 \text{ Па}, E_b = 3,25 \cdot 10^{10} \text{ Па}, \varepsilon_{br} = 0,0016, \varepsilon = 0,004)$

и арматура класса А-III $(R_s = 3,65 \cdot 10^8 \text{ Па}, E_s = 2,0 \cdot 10^{11} \text{ Па})$.

Высота колонн $H = 7,2 \text{ м}$, с размером поперечного сечения $0,4 \times 0,5 \text{ м}$.

Произведен расчет колонн на основное сочетание нагрузок, состоящих из: постоянных нагрузок на покрытия $3,45 \text{ кН/м}^2$, веса колонн 47, снеговой нагрузки для III района $S_n = 100 \text{ Н/м}^2$ и ветровой нагрузки W_0 для I района. В результате получили (для сечения в заделке колонн): продольная сила $N_k = 410 \text{ кН}$, изгибающий момент $M = 144 \text{ кН}$. При расчете на особое сочетание нагрузок принята сейсмичность строительной площадки 8 баллов.

Результаты расчета сейсмической силы S_{max}

Нормы России (СНиП II-7-81)

$$S_{max} = k_1 k_2 Q_k \alpha \beta_i k_{\psi} \eta_{ik} = 0,25 \cdot 0,8 \cdot 386,5 \cdot 0,2 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 12,37 \text{ кН};$$

Проект новых норм:

– для зданий со специальным армированием

$$S_{max} = S_{ik} \frac{1}{\mu} = 386,5 \cdot 0,2 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{1}{5} = 12,37 \text{ кН};$$

– для зданий без специального армирования $S_{max} = 1,25 \cdot 12,37 = 15,46$;

$$\text{Нормы США: } S_{max} = \frac{1,2ACQ}{RT^{2/3}} = \frac{1,2 \cdot 0,2 \cdot 1,1 \cdot 410,0}{4 \cdot 2,8^{2/3}} = 13,6 \text{ кН};$$

$$\text{Нормы ЕКБ: } S_{max} = \frac{\alpha \beta \eta G}{k} = \frac{0,2 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 386,5}{5} = 12,37 \text{ кН}$$

$$\text{Нормы Японии: } S_{max} = Q \beta k_{\psi} k = 386,5 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 0,076 = 23,5 \text{ кН};$$

$$\text{Нормы Португалии: } S_{max} = \frac{\alpha \beta G_0 Q}{\mu} = \frac{0,5 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 386,5}{54} = 38,65 \text{ кН};$$

$$\text{Нормы Новой Зеландии: } GISMRW_i = \frac{1,3 \cdot 1,3 \cdot 2 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 386,5}{9,8} = 13,32 \text{ кН}$$

Некоторые буквенные обозначения, принятые в главе

Q_{b1}, Q_{b2} – поперечные силы, воспринимаемые соответственно бетоном сжатой зоны и нагельными усилиями в продольной арматуре, пересекающей наклонную трещину, и силами зацепления в ней;

R – циклическая прочность бетона, определяемая из испытания бетонных цилиндров размером $30,5 \times 16,2$ см при осевом сжатии;

I_N – высота сжатой зоны бетона в нормальном сечении элемента при наличии продольной сжимающей силы;

R_{cp} – предельное касательное напряжение, воспринимаемое бетоном у вершины наклонной трещины, определяемое из критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии;

S_w – шаг поперечной арматуры (хомутов) в приопорной зоне колонн;

d – наименьший диаметр сжатых продольных стержней;

L_p – длина приопорной зоны колонн;

H – длина колонны.

Выводы

1. В СНиПе II-7-81 и международных нормативных документах по сейсмостойкому строительству (норм Японии, США, ЕКБ, Португалии, Новой Зеландии и др.) используется статический метод расчета на условные сейсмические нагрузки, основанный на общих принципиальных позициях, в основу которых заложено упругое деформирование конструкций с введением некоторых обобщенных корректив, учитывающих податливость систем, образование пластических шарниров и особенности сейсмического воздействия. В то же время имеются существенные различия при учете особенностей работы отдельных конструктивных систем.

2. В действующих нормативных документах (СНиП II-7-81) особенности работы отдельных конструктивных систем учитывается с помощью набора поправочных коэффициентов. При этом влияние неупругих деформаций, образования и развития трещин и пластичных зон учитывается с помощью некоторого обобщающего постоянного коэффициента, равного 0,25 или 0,12 независимо от степени возможного развития неупругих деформаций в отдельных железобетонных элементах и в системе в целом. В нормах практически отсутствуют расчетные и конструктивные требования, обеспечивающие развитие пластических деформаций и подтверждающие справедливость применения указанного выше коэффициента, значительно снижающего расчетную сейсмическую нагрузку. При определении сопротивления железобетонных элементов нормы требуют включения коэффициентов условий работы, учитывающих особенности сейсмического воздействия, а в большинстве случаев больших единиц, то есть повышающих несущую способность железобетонных конструкций при сейсмическом воздействии по сравнению с обычным нагружением, что представляется недостаточно обоснованным. В нормах отсутствуют конкретные указания по динамическому расчету железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях, который позволит более полно и обоснованно учитывать реальную работу и реальный характер разрушения конструкций в целом.

3. В проекте новых норм проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах (вариант Госстроя РФ) предусмотрено существенное изменение методики расчета и проектирования в части учета особенностей работы железобетонных конструкций. Причем особенности работы конструкций предлагается учитывать с помощью трех специальных коэффициентов редукции, принимаемых, во-первых, в зависимости от армирования железобетонных элементов и вида силового воздействия, во-вторых, от опасности разрушения, и, в-третьих, от характера конструк-

тивной системы. Одновременно при определении сейсмической нагрузки вводятся два дополнительных коэффициента, принимаемых в зависимости от демпфирующих свойств конструкции и особенностей конструктивного решения. Более точно учитывается отрицательное влияние малоциклового сейсмического воздействия на сопротивление железобетонных элементов в зависимости от типа конструктивного элемента и вида предельного состояния. Кроме того, в проекте новых норм проектирования устанавливаются повышенные требования к конструированию поперечной арматуры.

Положительным качеством принятых изменений является попытка в более дифференцированном виде с помощью коэффициентов редукиции учесть как особенности деформирования железобетонных элементов, так и отдельных конструктивных систем в целом. Однако главный недостаток заключается в том, что коэффициенты редукиции вводятся не на сейсмическую нагрузку, а на полученные усилия в отдельных элементах, что противоречит тому, что реакция на сейсмические воздействия формируется всей системой в целом, а не независимыми параметрами отдельных элементов, и искажает распределение усилия в элементах системы. Кроме того, проект новых норм проектирования не содержит дополнительных расчетных требований, обеспечивающих пластические деформации железобетонных конструкций системы, с которыми связано назначение коэффициентов редукиции.

4. В международных нормативных документах (Еврокод-8, Модель-код ЕКБ, нормы США) особенности работы рамных конструктивных железобетонных систем учитывается с помощью единого коэффициента, значения которого принимаются в зависимости от так называемого класса неупругой деформативности системы. При этом класс неупругой деформативности системы определяется расчетными и конструктивными положениями, обеспечивающими соответствующее пластическое деформирование системы. Основные положения включают требования по обеспечению более раннего образования пластических шарниров в балках, чем в колоннах, повышенного сопротивления узловых сопряжений по сравнению с сопротивлением балок и колонн, повышенного сопротивления на срез по сравнению с сопротивлением на изгиб и внецентренное сжатие.

Эти требования реализуются путем повышения действующих поперечных сил по сравнению со значениями, полученными из статического расчета, путем введения повышенных конструктивных требований к поперечной арматуре, размещаемой в зонах пластического деформирования элементов, и путем введения ограничений для продольной

арматуры. Такой подход дает возможность достаточно полно и надежно учитывать неупругие деформации железобетонной системы в целом.

Следует отметить, что и международные нормы проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах показывает, что международные нормы дают более четкий целостный физически обоснованный подход к оценке влияния неупругого деформирования при расчете и конструировании железобетонных конструкций, подвергающихся сейсмическому воздействию.

В тоже время связь между величиной обобщенного коэффициента, учитывающего неупругую деформативность системы, и конструктивными параметрами, характеризующими класс конструктивной системы по неупругому деформированию, остается достаточно условной, принятой на основе некоторых общих соображений об особенностях работы и надежности системы с учетом их поведения при прошедших землетрясениях и экспериментальных данных. То же самое, но в еще большей степени, относится к действующим отечественным нормам и проекту новых норм.

В отечественных и зарубежных нормах проектирования отсутствуют конкретные указания по динамическому расчету сейсмостойкости зданий и сооружений, позволяющие учитывать реальный характер разрушений и реальную работу конструкций в зависимости от конструктивной схемы зданий.

Представляется целесообразным разработку нового динамического метода расчета сейсмостойкости одноэтажных каркасных зданий, учитывающего реальный характер разрушения и реальные условия работы вертикальных несущих элементов при совместном действии изгибающих моментов поперечных и продольных сил в условиях сейсмических нагрузений.

3. ИССЛЕДОВАНИЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЗРУШЕНИЙ ПОСЛЕ СИЛЬНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

3.1. Исследование и анализ типовых фактов, явлений и механизмов разрушений зданий

Еще в 90-х годах XX века было обнаружено, что при землетрясениях возникает много разных фактов и форм разрушения зданий, а также ряд иных явлений, которые не могут быть вызваны только лишь низкочастотными сейсмическими колебаниями грунта. Эти факты противоречат традиционной упрощенной резонансно-колебательной модели сейсмического воздействия на сооружения, а также не соответствуют общепринятой интерпретации их механизма разрушения.

Эти противоречия и несоответствия говорят о том, что при землетрясениях помимо низкочастотных колебаний грунта, возникают еще какие-то иные сейсмические воздействия, которые совместно с низкочастотными колебаниями или даже независимо от них, служат главной причиной большинства сейсмических разрушений зданий и сооружений.

Из сказанного следует, что информация о сейсмическом воздействии, заложенная во все «нормы» и прочностные расчеты, абсолютно недостаточна и требует существенного и всестороннего углубления и дополнения.

Все вышеизложенное, на наш взгляд, объясняет неэффективность нынешней антирезонансной стратегии сейсмозащиты. Эта неэффективность проявилась при всех последних землетрясениях (особенно в Кобе 1995 году). Напомним, что данная стратегия целиком направлена на защиту зданий лишь от воздействия тех низкочастотных сейсмических колебаний грунта, которые фиксируются нынешними инерционными сейсмическими приборами. Считается, что они должны вводить здания в режим околорезонансных колебаний и тем разрушать их. При этом не учитывается даже влияние сейсмических волновых процессов на разрушение сооружений при воздействии относительно хорошо изученных сейсмических волн, которые вызывают низкочастотные колебания грунта, заложенные в СНиПе, то есть низкочастотные колебания грунта считаются главной и единственной причиной всех сейсмических разрушений зданий и сооружений при землетрясениях. Эта модель не отражает реальность.

В 1995 году после катастрофы в городе Кобе (Япония, 17 января 1995 г.) такую негативную оценку реального положения дел в сфере сейсмозащиты впервые поддержал один из ведущих авторитетов официальной сейсмической науки профессор Иошио Мимура, генеральный директор Научно-исследовательского строительного института Министерства строительства Японии. В своем сопроводительном письме к Отчету [157] о разрушениях зданий в городе Кобе, направленному в Госстрой России, он пишет, в частности, следующее: «...Ужасающие разрушения от этого землетрясения вынуждают нас пересмотреть все меры сейсмозащиты в нашей стране».

Почему же именно после катастрофы в городе Кобе профессор Мимура был вынужден сделать это сенсационное заявление, в котором он по существу признал поражение сейсмической науки. Для этого было несколько причин, которые ранее либо не встречались, либо не были столь выражены.

Во-первых, в городе Кобе в зону сильного землетрясения впервые попали самые современные и «сейсмостойкие» здания из стали и железобетона, построенные в соответствии с новейшими строительными «Кодами» Японии, принятыми в 1971 и 1981 гг.

Во-вторых, в городе Кобе впервые никто не пытался свалить всю вину за необъяснимые разрушения зданий на строительный брак (как это всегда делалось ранее), ибо качество всех современных зданий, разрушенных при землетрясении в городе Кобе, было безупречно.

Наконец, в-третьих, в Отчете [157] о разрушениях в городе Кобе, впервые, было засвидетельствовано, что реальный уровень сейсмического воздействия практически не превышал его расчетный уровень. Обоснованию этого ключевого положения целиком посвящен раздел Отчета [157] (на с. 82–87). При этом авторы Отчета не смогли найти никаких причин, объясняющих массовые разрушения новых зданий при тех нагрузках, на которые они были рассчитаны, то есть здесь впервые был официально признан тот ключевой факт, что множество современных зданий из стали и железобетона разрушились вопреки расчетным ожиданиям и «Кодам», основанным только на резонансно-колебательной модели сейсмических разрушений. При этом констатировано, что причины всех этих крайне неприятных и трагических фактов не установлены. Перейдем теперь к детальному анализу фактов аномальных разрушений.

1. Разрушения при «неопасных» землетрясениях

Рассмотрим подробнее эту ключевую проблему разрушения зданий, происходящих при тех сейсмических нагрузках, которые ниже расчетных и не должны быть опасны.

При изучении отчетов о различных землетрясениях, было установлено, что при всех достаточно сильных землетрясениях регулярно происходят, так называемые, неоправданные разрушения сейсмостойких зданий, рассчитанных на более высокий уровень сейсмических нагрузок, чем те, при которых они разрушались. Эти неприятные и настораживающие факты всегда объяснялись только лишь низким качеством строительства. Однако, при столь широких масштабах и весьма разнообразной географии этого явления такие его формальные объяснения, разумеется, не отражали его сути.

Например, согласно данным из Отчета [23], воздействию Карпатского землетрясения 86-го года, оцененного в 7–8 баллов, подверглись новые каркасные железобетонные здания и антивибрационные здания с гибким 1-ым этажом, рассчитанные на 8 баллов. Многие из них были разрушены. (Детальная классификация разрушений этих зданий дана в табл. 4, 6 на с. 255–263 в Отчете [23]). При этом все-таки неожиданные по расчетам разрушения новых зданий объяснены браком строителей, хотя здания строили много разных организаций.

Если судить по максимальным величинам записанных ускорений и перемещений грунта, то придется признать, что интенсивность Карпатского землетрясения 86-го года была ниже 8 баллов, а во многих местах, где также произошли разрушения, она была даже ниже 7 баллов. (Согласно данным на с. 69–70 максимум ускорений не превышали 0,13g, а максимумы смещений составляли всего лишь 1,4 см). Напомним, что по шкале MSK-64 7-балльному землетрясению отвечают ускорения свыше 0,1g и перемещения свыше 7 см, а 8-балльному соответственно свыше 0,2g и 13 см.

В городе Кобе вся современная застройка была рассчитана на сейсмическое воздействие с уровнем интенсивности 7 баллов по японской шкале. Этот уровень несколько выше уровня в 9 баллов по шкале MSK-64, которому отвечают максимумы ускорений в интервале (0,4g; 0,8g), максимумы скоростей от 0,5 м/с и максимумы смещений от 19 см до 27 см.

В городе Кобе максимум ускорений составил 0,827g, максимум скорости 1,29 м/с и максимум перемещения 32,5 см.

В Отчете [157] (см. с. 82–87) дано детальное обоснование того факта, что реальные сейсмические нагрузки на здания в городе Кобе не превысили расчетный уровень. Кроме того, там же приведен детальный

прочностной расчет срезанных землетрясением железобетонных колонн в 8-ми этажном каркасном здании в квартале Хигашинада, построенном в 1986 году. В результате этого расчета показано, что колонны не должны были разрушиться (см. с. 119–125).

В «Отчете» [157] также приведены результаты детального обследования разрушенных зданий, которое провел «Специальный комитет по исследованию зданий, разрушенных землетрясением». «Комитетом» было обследовано 1230 зданий в наиболее пострадавших зонах города Кобе. Среди них было 516 современных железобетонных и сталежелезобетонных зданий (в основном каркасных) и 316 зданий со стальным каркасом.

При этом оказалось, что были разрушены или серьезно пострадали 70% железобетонных зданий, 60% сталежелезобетонных зданий и 55% стальных зданий.

Кроме того, свои самостоятельные исследования разрушений в городе Кобе провело «Общество арендодателей зданий». Ими было исследовано 3062 здания, в том числе в менее разрушенных зонах. Среди них было 2007 железобетонных зданий (в основном каркасных); 752 здания со стальным каркасом; 429 сталежелезобетонных зданий. Поскольку «арендодатели» исследовали здания не только в наиболее пострадавших, но и менее разрушенных зонах города, то при этом, естественно, были получены не столь удручающие данные. Однако, даже в этом случае процент современных зданий, которые были разрушены вопреки «Коду» и расчетам, оказался недопустимо высоким. Оказалось, что разрушено в среднем 20% современных зданий железобетонных (см. с. 40 [157]), а также 27,6% стальных зданий (на с. 26 [157]) вынесен перечень из 39-ти самых современных полностью разрушенных зданий, которые должны были обладать особенно высокой сейсмостойкостью.

В Отчете приведено много примеров разрушения новых зданий, произошедших вопреки расчетам и «Кодам» от 71-го и 81-го гг. Однако, там так и не дано ответа на главный вопрос о том, почему же все-таки произошли все эти разрушения. И это вполне естественно, ибо на него нельзя ответить, оставаясь лишь в рамках резонансной модели.

Согласно базовым постулатам строительной механики, а также согласно опыту всей практики строительства, устойчивое и регулярное появление разрушений при нагрузках, которые по расчету неопасны для зданий, возможно лишь в том случае, когда неверна или недостаточна сама исходная информация о внешнем воздействии на здание и создаваемых им нагрузках, заложенных в основу прочностного расчета.

В нашем случае из этого постулата следует, что здания при землетрясениях разрушает не только лишь одно колебательное воздействие

грунта, заложенное в СНиПе и в прочностные расчеты, но и еще какое-то совсем иное воздействие, о котором пока ничего не известно сейсмологам. Именно это воздействие, само по себе или же в совокупности с колебаниями грунта разрушает здания вопреки строительным нормам и расчетам. Оно же вызывает множество аномальных форм разрушения, о которых мы скажем ниже.

Можно привести еще ряд иных типовых фактов разрушения зданий, которые также говорят о том, что резонансная модель далеко не исчерпывает все стороны сейсмического воздействия на здания.

Например, согласно этой модели, сейсмостойкость каркасных железобетонных зданий должна быть весьма высокой из-за их ожидаемой сильно выраженной способности к поглощению сейсмической энергии в пластических шарнирах. Они должны возникать в заделках колонн при околорезонансных сейсмических колебаниях, т.е. каркасные здания с несущими стенами.

Однако, на практике панельные здания всегда гораздо более сейсмостойки, чем каркасные (что не раз отмечено в работах [157, 23, 12]). При этом в реальности, ожидаемые по расчету пластические шарниры в каркасе никогда не возникают при землетрясениях, а вместо них возникают срезы и сдвиги колонн.

Кроме того, резонансная модель никак не может объяснить тот факт, что здания с гибким 1-ым этажом разрушаются в несколько раз чаще, чем обычные каркасные здания. Это, в частности, особо отмечено в «Отчете» [157] (см. с. 17; 23; 29).

Наконец, резонансная модель сейсмических разрушений никак не может объяснить чрезвычайно высокую сейсмостойкость зданий в виде срубов из бревен и брусьев, или щитовых деревянных зданий по сравнению, например, с кирпичными или крупноблочными зданиями.

2. Аномальные формы сейсмических разрушений

Перейдем теперь к описанию и анализу различных типов сейсмических разрушений и покажем, что их форма и свойства также противоречат общепринятому представлению о едином и слишком простом резонансно-колебательном механизме разрушения зданий при землетрясениях.

Начнем с самого распространенного и типичного случая сейсмических разрушений, которые наиболее часто встречаются при всех сильных землетрясениях в последние десятилетия. Речь идет о сейсмическом срезе или сдвиге железобетонных колонн в каркасных зданиях и в зданиях с гибким 1-ым этажом.

Из всей практики строительства и постулатов строительной механики известно, что основной формой разрушения любых гибких стержневых элементов (к которым относятся и железобетонные колонны) является их излом от предельного изгиба. При обычных относительно малых скоростях деформирования строительных конструкций $\dot{\epsilon} < 1$ (которые типичны для сейсмических колебаний зданий) в колонах в предельной стадии должны возникать пластические шарниры и изломы в тех точках, где действует максимальный изгиб.

При горизонтальных сейсмических колебаниях зданий происходят взаимные смещения в плане жестких и массивных дисков перекрытий, в которых защемлены колонны каркаса. При этом максимальные изгибающие моменты возникают возле защемленных концов колонн и там же должны возникать изгибные пластические шарниры и изломы колонн в стадии предразрушения зданий.

Именно так всегда разрушаются модели каркасных зданий при воспроизведении сейсмических колебаний грунта на виброплатформах.

На практике эти аномальные срезы и сдвиги встречаются в нескольких разных формах, отвечающих разным уровням сейсмического воздействия.

В зависимости от силы землетрясения наблюдается несколько стадий сдвига колонн. При 7-балльных землетрясениях в зонах сдвига обычно возникают косые магистральные трещины, и происходит слабое разрыхление бетона. (При этом зоны сдвига могут располагаться на любом участке колонн). При 8-балльных землетрясениях в зонах сдвига в окрестностях магистральной трещины возникает интенсивное разрыхление и растрескивание бетона, которое иногда охватывает всю толщину колонны. Множество фото таких срезов приведено в [23] и [68]. При 9-балльных землетрясениях обычно происходит полное раздробление в зонах сдвига и выпучивание продольной арматуры (фото 3.2.1.29 на с. 97 в [157]).

В 1986 г. в г. Кишиневе были обнаружены именно первые 2 типа разрушения колонн, что особо отмечено при классификации типов разрушений (см. табл. 4.6 на с. 255–262 [23]). При этом не было зафиксировано ни одного случая изгибного разрушения колонн путем их излома возле заделок. Следует отметить, что согласно [23], в городе Кишиневе были частично или полностью срезаны железобетонные колонны во многих самых разных каркасных зданиях, построенных различными организациями. Тем не менее, авторы Отчета объясняют все эти аномальные срезы колонн наличием абсолютно одинаковых ошибок строителей при конструировании колонн. На самом деле этих ошибок не было, ибо все колонны были законструированы в точном соответствии со СНиПом.

Первопричина их среза кроется в специфике неизвестного пока внешнего воздействия, которое никак не отражено в СНиПе, и потому оно вызывает непредсказуемые сдвиговые формы разрушения.

Когда колонны изготовлены из высокопрочного и пластичного бетона и имеют очень интенсивное поперечное армирование (в том числе и винтовое), то макротрещины не возникают.

В толстых железобетонных колоннах с относительно низкой вертикальной нагрузкой этот пластический сдвиг может охватить всю колонну целиком. Этот случай типичен для мощных железобетонных опор, несущих эстакад. При 9-балльных землетрясениях они пластически сдвигаются по всей высоте, принимая форму параллелограмма, и застывают в деформированном наклонном положении. Такие аномальные сдвиги опор в эстакадах часто возникали в городе Кобе в 1995 году, в Лос-Анджелесе в 1994 году. Именно их многие ошибочно принимают за изгибные разрушения из-за появления псевдоизломов в заделках возле концов опор. На самом деле изломы от изгиба отсутствуют, ибо в заделках опор нет горизонтальных трещин, служащих главным атрибутом излома железобетонного элемента.

Надо отметить, что пока еще никому не удалось смоделировать такой пластический сдвиг железобетонной колонны или её участка. Это еще раз подтверждает необычность сейсмического воздействия.

Теперь рассмотрим следующую группу типовых сейсмических разрушений. Речь идет о косых крестовых трещинах, которые появляются на отдельных участках наружных железобетонных или кирпичных стен с проемами. Обычно эти «кресты» встречаются в 3-х вариантах:

- либо в простенках (фото на с. 93 [157]);
- либо в перемычках (фото на с. 97 [157]);
- либо в узлах их пересечения (фото на с. 98 [157]).

Покажем, что появление таких трещин в 3-х элементах стен при действии низкочастотных сейсмических колебаний грунта невозможно.

При колебаниях зданий происходит взаимное смещение жестких и массивных дисков перекрытий. Эти диски смещаются вместе с горизонтальными полосами стен, которые примыкают к ним. При этом происходит перекосяк и сдвиг простенков, расположенных между этими полосами. Но сами полосы имеют очень большую сдвиговую жесткость, особенно с учетом жесткости примыкающих к ним дисков перекрытий, и потому при этом в них не возникает перекосяк и сдвиг. Если учесть, что перемычки и узлы являются всего лишь условными участками этих единичных жестких полос, то станет ясно, что их локальные сдвиги не могут возникнуть при сейсмических колебаниях зданий. Они могли бы сдвиг-

гаться лишь как части этих полос при сдвиге полос, как единого элемента. Поэтому появление крестовых трещин отдельно в перемышках и узлах стен с проемами выглядит весьма странно и никак не может быть объяснено воздействием на здания лишь низкочастотных сейсмических колебаний грунта.

Что же касается возникновения крестовых трещин в простенках, то здесь тоже некоторая аномалия, которая не укладывается в рамки колебательной модели. Дело в том, что сам факт появления крестовых трещин и угол их наклона должны зависеть от уровня интенсивности землетрясений, т.е. от величины горизонтальной сейсмической силы Q и ее соотношения с вертикальной силой P от собственного веса. Однако на практике такие зависимости почему-то отсутствуют. В простенках при 7-ми, 8-ми, 9-балльных землетрясениях возникают крестовые трещины примерно с одинаковым углом наклона, близким к 45° . С ростом интенсивности землетрясения меняется лишь величина раскрытия трещин и растет степень раздробления бетона в их окрестности (но угол их почему-то не меняется). Если учесть, что силы Q создают в зоне простенков чистый сдвиг, на который наложено одноосное сжатие от сил P , то можно произвести прочностной расчет простенков для стандартного уровня вертикальной нагрузки, типовых размеров простенков при среднем уровне прочности бетона. Этот расчет показывает, что при $Q \leq 0,2P$, т.е. при 7-ми и 8-балльных землетрясениях косые трещины в простенках вообще не должны возникать, так как величины растягивающих напряжений по главным площадкам оказываются значительно меньше предела прочности бетона на растяжение. Но на практике эти трещины всегда возникают даже при слабых землетрясениях.

Следующий массовый тип сейсмических разрушений – это расслоение кирпичной кладки в результате разрыва ее швов. Несоответствие с колебательной моделью в этом случае состоит в том, что расслоение кладки происходит даже при слабых 7-балльных землетрясениях, когда растягивающие и сдвигающие напряжения в стенах согласно расчетам должны быть на порядок ниже предельного сцепления швов [68, 166].

Еще одно противоречие здесь состоит в следующем. При горизонтальных сейсмических нагрузках в наружных стенах зданий, удаленных от эпицентра, простенки должны быть напряжены гораздо интенсивнее, чем перемышки и узлы. Поэтому они должны расслаиваться сильнее. Однако, на практике степень расслоения кладки везде примерно одинаково [155, 68, 166].

Разновидностью подобного явления служит интенсивное разрушение, и даже раздробление бетона, которое тоже часто происходит при

сейсмических напряжениях ниже предельных и удивляет равномерностью своего распределения [23, 155, 68, 166].

Аномальное раздробление высокопрочного бетона сразу по всей высоте колонн одного этажа особенно часто возникало в городе Кобе [157]. Оно приводило к такому феномену, как «схлопывание» этажей, когда колонны всего этажа полностью рассыпались, их арматура спрессовывалась, а один из этажей здания как бы исчезал. Примеры «схлопывания» этажей даны также на с. 91 и 109 в [157], причем там отмечен, что такой аномальный тип разрушения пока не имеет строгого объяснения, также нет объяснения разрушениям, только лишь верхних этажей (как в [157]). В городе Кобе очень часто встречался еще один вид типовых аномальных разрушений, который наблюдался и ранее. Речь идет о хрупком разрушении высокопрочных сварных швов в стыках элементов стального каркаса см. в [157] (фото на с. 91 и 98). Из-за этого явления процент разрушения таких зданий, считавшихся эталоном сейсмостойкости, оказался необычайно высок и составил 36,3% (см. с. 55 в [157]).

Известно, что в обычных условиях хрупкое разрушение сварных швов возникает лишь при ударных нагрузках, которые никак не могут возникнуть при низкочастотных сейсмических колебаниях зданий. Поэтому причина регулярного охрупчивания сварных швов при сильных землетрясениях пока полностью неясна.

Особняком стоит такой класс крайне необычных локальных сейсмических разрушений, когда неизвестное науке сейсмическое воздействие «отрезает» части зданий вертикальными плоскостями по всей их высоте.

Например, оно отрезает середину здания или его угол, или половину толстой железобетонной трубы вдоль ее оси. Иногда оно отрезает его отдельную стену. Часто оно возникает в «неактивных» зонах и приводит к аномальным рассечениям и псевдовзрывам зданий и сооружений, стоящих над разломами.

Разновидностью проявления этого концентрированного, узконаправленного типа разрушения является резкая неоднородность размещения сейсмических разрушений в эпицентральных зонах, когда вплотную к полностью разрушенным зданиям примыкают абсолютно невредимые здания. Например, в Нефтегорске вокруг площадки, покрытой грудой обломков, остались стоять 3 невредимых здания. В городе Кобе зоны полного разрушения застройки тоже вплотную примыкали к тем зонам, где повреждений не было (см. фото на с. 1 в [157]). Аномальность этого явления дополняется, выражено избыточным характером разрушения, когда элементы отрезанного участка здания или разрушенной зоны оказываются «размноженными», как в камнедробилке и пре-

вращаются в груды мелких обломков, как в городе Нефтегорске, городе Кобе, в городе Спитак и других. Невозможно представить себе, чтобы низкочастотные колебания зданий с относительно малыми ускорениями могли создать такой дробящий эффект.

Можно утверждать, что подобные сверханомальные разрушения в виде локальных вырезков с четкими границами по всей высоте разрезанного объекта вообще не имеют никакого отношения к сейсмическим колебаниям грунта. Они могут быть вызваны лишь неким весьма необычным (по традиционным понятиям) воздействием, которое, по-видимому, пока неизвестно официальной сейсмической науке.

3. Специфика разрушения подземных сооружений

После землетрясения в городе Кобе впервые получена весьма обширная информация о характере и форме разрушения свайных фундаментов в эстакадах, тоннелях метро, а также дамб, насыпей, искусственных грунтовых сооружений и т.д. [159]. Здесь также есть множество необъяснимых аномалий.

В частности, было выявлено, что верхние зоны железобетонных свай, несущих опоры эстакад, были покрыты кольцевыми трещинами отрыва (фото на с. 194 и на с. 195, 199 в [159]). Эти трещины могли быть вызваны лишь силой вертикального растяжения свай. Такая сила не могла быть создана вертикальными колебаниями грунта, записанными при землетрясении. Появление растяжения в сваях эстакад говорит о наличии мощного подбрасывающего эффекта, который не отражен в СНиПе.

Разрушение тоннеля метро на станции Даикай, описанное на с. 283–301 в [159], тоже нельзя объяснить воздействием низкочастотных сейсмических колебаний грунта. Там внутри мощной железобетонной облоймы, образованной толстыми стенами тоннеля, были срезаны тонкие железобетонные колонны, подпирающие середину тоннеля (фото на с. 292–298 в [159]).

При этом сам тоннель, изолирующий колонны от сейсмического воздействия, либо оказался абсолютно невредимым, либо прогнулся после полного выключения срезанных колонн.

На отдельных малых участках эпицентральных зон землетрясений очень часто возникает подбрасывающий эффект, который никак не могут создать те сейсмические колебания грунта, которые фиксируются инерционными приборами. Он проявляется в опрокидывании зданий, сбрасывании их с фундаментов (см. фото на с. 95 в [157] и на с. 239, 240 в [68]). Этот эффект подбрасывает скальные глыбы и иные массивные предметы на высоту в несколько метров (об этом, например,

свидетельствует ведущий специалист по эпицентральной зонам профессор ОИФЗ РАН В.И. Уломов).

Этот же факт приводит к протыканию и пробиванию полотна эстакад их опорами (фото на с. 294 в [159]) и к выше упомянутому выше растяжению.

Эффект подбрасывания с особенно высокой интенсивностью проявился в Ленинакане, Спитаке, Сасово, Чернобыле и Ташкенте.

При подбрасывании камней или грунта на высоту в несколько метров их начальная скорость в момент отрыва должна быть на порядок выше, чем максимальная скорость, отвечающая 9-балльному землетрясению.

Например, если предмет подброшен на высоту $H = 4$ м, то из соотношения $V^2 = 2gH$ следует, что его начальная скорость V в момент отрыва должна была составить 9 м/с, тогда, как при 9-балльном землетрясении по шкале MSK-64 максимальная скорость грунта лежит в интервале от 0,5 м/с.

Этот эффект проявляется также в выбрасывании мощных грязевых фонтанов, содержащих камни. Такие выбросы на большую высоту имели место, например, на острове Аваджи (см. с. 104, 105 в [159]).

Подбрасывающий сейсмический эффект имеет еще целый ряд иных проявлений. Например, он приводит к интенсивному выталкиванию из грунта жестких предметов и, в частности, свай, которые были полностью погружены в грунт (см. фото на с. 113 в [159]).

По-видимому этот эффект может быть вызван лишь неким неизвестным пока типом сейсмического воздействия.

Можно привести еще много типовых фактов и явлений, которые всегда встречаются при сильных землетрясениях и, которые тоже никак не могут быть результатом воздействия только лишь низкочастотных сейсмических колебаний грунта. Например, ионизация. Она приводит к свечению в атмосфере и резкому росту воспламеняемости и взрывоопасности горючих веществ и ряду иных эффектов. Она же может быть причиной охрупчивания бетона и сварных швов.

Выводы:

1. При всех достаточно сильных землетрясениях регулярно возникает много таких фактов и явлений, которые не могут быть вызваны только лишь теми низкочастотными сейсмическими колебаниями грунта, которые фиксируются инерционными сейсмическими приборами и пока считаются единственной причиной всех сейсмических разрушений зданий и сооружений.
2. Кроме этого имеется еще одно или несколько иных неизвестных пока сейсмических воздействий и явлений, которые возникают при земле-

- трясениях и вызывают большинство сейсмических разрушений зданий и сооружений.
3. Та информация о разрушительном сейсмическом воздействии, которая заложена во все официальные «коды», нормы и прочностные расчеты зданий и сооружений, явно недостаточна и требует всестороннего расширения и дополнения путем проведения качественно новых исследований. Особенно при учете тех крайне аномальных и очень опасных сеймотектонических «взрывов» и выбросов, которые произошли в Чернобыле и Сасово.
 4. До тех пор, пока эти неизвестные воздействия не будут обнаружены и изучены невозможно разработать и внедрить в практику эффективные меры сейсмозащиты и строить действительно сейсмостойкие здания и сооружения.

3.2. Отсутствие информации о сейсмических воздействиях

По нашей инициативе, строго обоснованной в [97, 110], в Кыргызском Государственном Университете Строительства, Транспорта и Архитектуры в октябре 2009 года были проведены принципиально важные тестовые эксперименты. В них исследовалась способность стандартных маятниковых сейсмических приборов точно отображать заданные колебания виброплатформы, имитирующих колебания грунта при землетрясениях разной интенсивности.

При этом были получены ожидаемые нами крайне важные результаты. Согласно официальной сейсмической теории, маятниковые приборы должны в точности отображать параметры установившихся гармонических колебаний их основания (будь то грунт или виброплатформа). Поэтому предложенные нами эксперименты, казалось бы, не имели смысла, т.к. их результат был предсказуем и самоочевиден с точки зрения официальной сейсмической науки.

Тем не менее, мы настояли на необходимости проведения таких экспериментов.

Для того чтобы объяснить их смысл, а также сделать понятным смысл и значение полученных результатов, надо изложить суть наших теоретических изысканий, приведших к проведению подобных экспериментов.

Начиная с 1992 года, в ряде работ (например, в [110, 96, 168, 98, 95]) мы регулярно утверждали, что маятниковые сейсмические приборы не отображают реальные параметры импульсных сейсмических движений грунта, занижая величины их ускорений и скоростей. Эти утверждения были основаны на всесторонних исследованиях аномальных сдвиговых

форм при массовых сейсмических разрушениях зданий и их элементов. Эти формы не могли быть вызваны теми низкоскоростными колебаниями грунта, которые всегда фиксируются стандартными сейсмометрами и акселерометрами. Они могут быть вызваны лишь волновыми импульсами, создающими скорость в грунте не ниже чем 2 м/с, которая может вызвать волновой срез колонн и стен [96, 168, 98].

Результаты этих исследований приведены во многих наших публикациях.

На основе анализа этих результатов мы дали свою интерпретацию сейсмических процессов, приводящих к появлению сдвиговых форм разрушения зданий, описанную в работах [97, 110, 169]. Ее суть состоит в следующем:

– При землетрясениях в поверхностной толще грунта, ответственной за разрушения зданий, происходят два качественно разных процесса; первичный – волновой процесс и вторичный – колебательный процесс. При этом первый процесс может накладываться на второй.

– Они принципиально различны по своим параметрам (скоростям и ускорениям грунта), по силе и механизму воздействия на сооружения, по длительности, а также по наличию информации об этих процессах.

– Первичный – сугубо волновой процесс внешне проявляется в виде резких толчков и является главной причиной сейсмических разрушений зданий и сооружений. Его почти не фиксируют маятниковые сейсмические приборы на фоне последующих колебаний грунта. Суть этого процесса, описанного в [110, 169], состоит в следующем: поперечные сейсмические волны (то есть волны сдвига), пробегая вверх через податливую поверхностную толщу грунта, имеющую большой градиент модулей E и G , резко замедляются, но при этом существенно наращивают свой разрушительный потенциал, увеличивая скорость верхних слоев грунта. Отражаясь от поверхности грунта, волны удваиваются и без того возросшую скорость грунта, наносят мягкие боковые удары по фундаментам зданий и производят волновой срез их колонн и стен.

Одновременно с этим эффектом усиления поверхностная толща поглощает часть энергии волн за счет неупругих деформаций грунта.

При прохождении волн по кратчайшему вертикальному пути это поглощение минимально и составляет примерно 20%. В дальних зонах возле границ области разрушения длина пути волн сквозь неупругую верхнюю толщу возрастает более чем 5 раз и поэтому волны, идущие к зданиям напрямую от гипоцентра, полностью теряют свою разрушительную силу, т.к. поглощение энергии волн за счет неупругости составляет уже 100%.

Именно поэтому в отличие от эпицентральных и средних волн, где разрушения производят первичные волны сдвига (совместно с продольными волнами) в зонах вдали от эпицентра, возле границ области разрушения тот же сейсмический срез зданий производят уже не первичные, а вторичные волны сдвига, порожденные непосредственно под зданиями продольными волнами, которые пробегают на глубине свыше 100 м с большими скоростями.

Поверхностная толща грунта (глубиной 100–150 м) имеет очень большой градиент в величинах своих модулей деформации E и сдвига G . Именно поэтому она обладает уникальным свойством усиливать более чем на порядок волновую скорость массы грунта за счет резкого снижения фазовой скорости пересекающих ее волн [110, 169].

Судя по характеру типовых сейсмических срезов железобетонных колонн, волновые скорости верхних слоев грунта при толчках имеют величины не ниже 2-х м/с и достаточно крутой фронт своего подъема и падения, которому отвечают краткие всплески ускорений. Эти всплески, разумеется, не могут уловить маятниковые акселерометры, нацеленные на фиксацию только колебаний грунта.

После каждого кратковременного толчка, т.е. после резкого волнового сдвига поверхностной толщи грунта, длящегося не более чем 0,2 с, наступает вторичный – колебательный процесс. Сдвинутая волнами толща начинает совершать собственные затухающие сдвиговые колебания, детально описанные в [97].

Принципиальная разница между волновыми и колебательными сейсмическими движениями грунта всегда движется только в сторону от гипоцентра, то есть не меняет знак своих скоростей и перемещений, а при колебаниях грунт периодически меняет знак своей скорости и перемещения, то есть меняет направление движения на противоположное.

Скорости и ускорения колебаний грунта значительно ниже, чем при волновых импульсных толчках, а период колебаний близок к одной секунде.

При этом они вообще никак не отображают волновые импульсные толчки.

В работах [110, 96, 168] мы утверждаем, что приборы-маятники, в принципе не способны отображать разрушительные сейсмические импульсы, так как они срезают пики их ускорений в своих записях.

Впоследствии в [97] мы впервые обратили внимание на незамеченный ранее важный эффект. Он состоит в том, что горизонтальные колебания основания маятниковых приборов, имеющие скорость $V(t)$ генерируют в пружинах маятников кратковременное появление волн сдвига и волновых касательных напряжений $\tau = VC^{-1}G$, которые суще-

ственно влияют на картину движения маятников. (Здесь G – модуль сдвига, а C – скорость волны сдвига в пружине маятника).

В частности, движение маятника вдогонку за смещением его движущегося основания происходит в основном не за счет возвратной квазистатической реакции его изогнутой пружины, а за счет волновых касательных напряжении τ , вызванных действием на него скорости V , возникающей при колебательных движениях основания маятника и никак не учитываемых официальной теорией акселерометров и сейсмометров [167].

Вообще этот очень важный волновой эффект никак не учитывается при интерпретации стандартных акселерограмм и сейсмограмм [167], что приводит к существенному искажению реальных параметров гармонических колебаний основания маятника (то есть грунта или виброплатформы), записываемых маятниковыми приборами официальной теории [167].

3.3. Сдвиговой механизм колебаний грунта

В данной работе выявлена реальная причина появления сейсмических колебаний в поверхностном грунте и строго описан процесс этих колебаний. Следует подчеркнуть, что официальная сейсмическая наука так и не смогла выявить его причину и описать этот механизм.

Итак, эти колебания являются результатом циклических сдвигов и распрямлений поверхностной толщи грунта глубиной порядка $l_T = 100$ м, которая при этом наносит мягкие удары по фундаментам зданий, создавая волны сдвига в колоннах и стенах зданий, которые срезают эти элементы.

Циклический сдвиг поверхностной толщи производят вторичные волны сдвига, порожденные продольными волнами сжатия, которые проходят под зданиями с большой скоростью на глубине свыше ста метров.

После волнового сдвига толщи происходит ее возврат в исходное положение за счет ее сдвиговой жесткости, и в этом состоит суть волнового и колебательного процесса, приводящего к волновому срезу колонн и стен зданий вдали от эпицентра, на границах зоны разрушения.

Здесь мы впервые вывели формулы частоты сдвиговых колебаний поверхностной толщи грунта ω_T и их периода T_T . Приведем этот опыт.

Пусть толщина с площадью сечения F , массой m_t глубиной l_t совершает сдвиговые колебания при смещении ее верха на $\Delta(t)$. При этом ее реальный центр тяжести находится на высоте примерно $0,4l_t$ от ее нижнего основания.

Для упрощения полагаем, что толща имеет единый средний модуль сдвига G_T и единую среднюю плотность ρ_T , и что при сдвиге ее вертикальные линии остаются прямыми.

С учетом этих допущений при смещении верха толщи на величину $\Delta(t)$ ее реальный центр тяжести сместится на величину $0,4\Delta(t)$.

С учетом этого дифференциальное уравнение сдвиговых колебаний толщи (без учета их затухания) имеет следующий вид:

$$\frac{0,4\delta^2 \Delta(t)}{\alpha^2} m_m - r_I \Delta(t) = 0 \text{ или } \frac{\delta^2 \Delta(t)}{\alpha^2} = \frac{2,5r_I}{m_T} \Delta(t),$$

где $\frac{2,5r_I}{m_T} = \omega_T^2$.

Здесь ω_T – это круговая частота сдвиговых колебаний толщи, а r_I – это возвратная реакция толщи при смещении ее поверхности на единицу длины.

$$r_I = F \cdot \tau_I; \tau_I = G_m \cdot \gamma_I; \gamma_I = \frac{1}{L_T} m.e. r_I = \frac{F G_T}{L_T}$$

Здесь τ_I – это сдвиговые напряжения в толще, возникающие в ней при смещении ее поверхности на единицу, когда в ней возникают деформации сдвига γ_I .

Учтя, что масса толщи m равна:

$$m_T = \rho_m \cdot l_m F,$$

мы можем найти круговую частоту и период сдвиговых колебаний толщи ω_T и период T_T ее сдвиговых колебаний.

$$\omega_T^2 = \frac{2,5r_I}{m_T} = 2,5 \frac{F \cdot G_T}{L_T \cdot \rho_T F L_T} = \frac{2,5}{L_T^2} \frac{G_T}{\rho_T} = 2,5 \frac{V_T^2}{L_T^2}$$

или

$$\omega_m = \sqrt{2,5} \frac{V_T}{L_T}; \quad T_m = \frac{2\pi}{\omega_T} = \frac{2\pi}{\sqrt{2,5}} \cdot \frac{L_T}{V_T}; \quad T_e = 4 \frac{L_T}{V_T} \quad (3.1)$$

где V_T – средняя скорость волны сдвига при ее пробеге сквозь поверхностную толщу грунта. T_e – период волновых сдвиговых колебаний толщи, который равен времени четырехкратного пробега сдвиговой волны вверх и вниз через толщу грунта.

Легко убедиться, что величины T_e и T_T тождественны.

Если учесть, что $l_t \approx 100$ м; $V_T \approx 500$ с [110, 169], то согласно (3.4) мы найдем, что $T_T = T_B = 0,8$ сек, а

$$n = \frac{1}{T_T} = 1,25 \text{ герц.}$$

Далее нам необходимо исследовать, в какой мере достоверно отображают маятниковые приборы сейсмологов реальные параметры описанных выше колебаний.

Теперь перейдем к анализу достоверности абсолютных величин смещений Δ и ускорений грунта a , выдаваемых маятниковыми сейсмометрами и акселерометрами учитывая, что маятник, вообще говоря, не является измерительным прибором.

Как известно, рабочий орган акселерометра представляет собой маятник с массой m , закрепленной на конце относительно жесткого упругого стержня или пружины, которые защемлены другим концом в жестком основании.

При квазистатическом однократном смещении маятник в акселерометре будет колебаться за счет изгибных деформаций своего упругого консольного стержня, имеющего изгибную жесткость E_I , где E – это модуль Юнга для материала стержня, I – момент инерции поперечного сечения $h \times h$ имеем

$$I = \frac{1}{12} h^4 \text{ (см}^4\text{)}.$$

Собственная круговая частота изгибных колебаний такого стержня равна $\omega = \frac{2\pi}{T_u}$ – это период изгибных колебаний маятника.

Изгибная частота колебаний маятника ω_u пропорциональна изгибной жесткости его стержня EI и обратно пропорциональна его массе m и кубу длины стержня l . Легко найти, что для консоли

$$\omega_u^2 = 3^{EI}/ml^3 \text{ [1/сек}^2\text{]}$$

В акселерометрах маятник обычно имеет малый период колебания T_u порядка $T_u = 0,15$ с и соответственно высокую частоту порядка

$$\omega_u = \frac{2\pi}{T} = \frac{6,28}{0,15} \approx 42 \frac{1}{\text{с}}.$$

Следует подчеркнуть, что при землетрясении акселерометр записывает вовсе не ускорения грунта a . Он всего лишь записывает график взаимных смещений своего маятника и его основания Δ_m .

Сами искомые величины ускорений грунта, затем находятся путем весьма специфического пересчета. При этом пересчете сейсмологи исходят из дифференциального уравнения изгибных колебаний маятника, к основанию которого приложено ускорение грунта $a(t)$.

После волевого и весьма нестроого упрощения этого уравнения сейсмологи получают следующую приближенную формулу для определения, сейсмических ускорений грунта $a(t)$:

$$a(t) = \Delta_m(t) \cdot \omega_u^2 \quad (3.1 \text{ а})$$

На этой базовой формуле (3.1.а.) строятся все официальные подсчеты ускорений, т.е. официально считается, что для получения графика реальных ускорений грунта при землетрясениях $a(t)$ достаточно умножить график изгибных смещений маятника относительно его основания $\Delta_m(t)$, записанный акселерометром на величину ω_u^2 , т.е. на квадрат круговой частоты изгибных собственных колебаний маятника ω_u . Именно так и поступают на практике все сейсмологи.

Например, если $\Delta_m = 0,3$ см, а $\omega_u = 42^2 \frac{1}{\text{сек}^2} = 1760 \frac{1}{\text{сек}^2}$, то тогда $\alpha = \Delta_m \omega_u^2 = 0,3 \text{ см} \cdot 1760 \frac{1}{\text{сек}^2} = 528 \frac{\text{см}}{\text{сек}^2} \approx 0,52 \text{ г}$

Еще в 1995 году в работе [94] мы подробно указали на ряд погрешностей, которые содержит этот официальный подход к вычислению ускорения грунта $a(t)$, и которые он вносит в реальную величину $a(t)$.

Однако главную ошибку, которая всегда присутствует в официальной трактовке акселерограмм, мы смогли обнаружить лишь теперь, когда нами была вскрыта сдвиговая природа сейсмических колебаний грунта [110, 169]. Именно в анализе, описании и устранении этой ошибки состоит основная цель этой работы. Только исключив ошибку, мы сможем найти реальные величины ускорений, скоростей и перемещений грунта при землетрясениях. Ниже мы покажем, как и где это можно применить на практике.

В работах [110, 169, 94, 95, 96] было доказано, что вдали от эпицентра на границе зоны размещения зданий эти разрушения производятся вторичными волнами сдвига, которые порождены глубинными продольными волнами. В зонах, близких к эпицентру, разрушения производят уже первичные волны сдвига вместе с продольными волнами [95, 96]. То есть во всей активной зоне землетрясения в разрушениях играют важную роль волны сдвига, которые проникают в колонны и стены и срезают их [95, 96]. До сих пор никто не учитывал тот важнейший факт, что эти же

волны сдвига проникают внутрь акселерометров и сейсмометров и производят сдвиг стержней в их маятнике. То есть смещения маятников в этих приборах происходят не только за счет изгиба их стержней, но также и за счет их кратковременного волнового сдвига, создаваемого сдвиговой волной. То есть стержень в акселерометре претерпевает не только изгиб, но и сдвиг. При этом точное соотношение величин изгиба и сдвига в общем случае не известно. Это важное открытие, что сдвиговая жесткость у стержня маятника, равная величине GF , намного больше, чем его изгибная жесткость EJ , где G – модуль сдвига материала стержня, причем $G \approx \frac{1}{2,5}E$, F – это площадь сечения стержня, например, $F = h^2$ для квадратного сечения.

Из сказанного следует, что частота сдвиговых колебаний маятника ω_c также намного выше, чем частота его изгибных колебаний ω_u . Докажем это на конкретном примере. Для сдвиговой частоты колебаний маятника ω_c имеем $\omega_c^2 = \frac{GF}{ml}$, а для изгибной частоты имеем $\omega_u^2 = \frac{3EI}{ml^3}$.

Найдем, каков порядок величины соотношения этих двух частот, что принципиально важно для определения реальной величины ускорения грунта a по официальной методике.

Имеем

$$\frac{\omega_c^2}{\omega_u^2} = \frac{GF}{ml} \cdot \frac{ml^3}{3EI} = \frac{1}{3} \frac{GF}{EI} \cdot l^2 \quad (3.2)$$

Учтя, что $G/E \approx 0,4$; $F=h^2$; $J=1/12h^4$, находим, что $F/I = \frac{12}{h^2}$. Тогда из (3.2) получаем следующие ключевые соотношения частот:

$$\frac{\omega_c^2}{\omega_u^2} = \frac{1}{3} \cdot 0,4 \frac{l^2}{h^2} \cdot 12 = 1,6 \frac{l^2}{h^2},$$

т.е. $\frac{\omega_c^2}{\omega_u^2} = 1,6 \frac{l^2}{h^2}, \quad (3.3)$

очевидно, что в формуле (3.3) отношение $\frac{l^2}{h^2} > 100$ и тогда в формуле (3.3)

$$\omega_c^2 > 160 \omega_u^2. \quad (3.4)$$

Это принципиально важное соотношение (3.4) говорит о том, что если в базовой формуле (3.1a) потребуется заменить сомножитель ω_u^2 и ω_c^2 , то тогда ускорения грунта, замеренные акселерометром, возрастут более чем

в 100 раз. Это произойдет при чисто сдвиговых смещениях маятника, что возможно лишь гипотетически при скорости грунта $V > 10$ м/сек.

В реальности мы будем иметь некоторую неизвестную комбинацию сдвиговых и изгибных смещений маятников в акселерометрах. Дело в том, что доля сдвиговых деформаций в стержне маятника пропорциональна скорости грунта в сдвиговой волне. То есть это доля сдвиговых деформаций нарастает вместе с ростом силы землетрясения. То есть чем сильнее землетрясение, тем сильнее стандартный акселерометр занижает реальную величину ускорения грунта.

Поэтому определить точную величину ускорения грунта a на основе используемой ныне официальной формулы

$$a(t) = \Delta_M(t) \omega_u^2 \quad (3.1a)$$

практически невозможно.

Однако несомненно, что использование этой формулы (3.1a) существенно занижает реальную величину сейсмического ускорения грунта a , и что на самом деле величина a значительно выше.

То же самое, очевидно, справедливо и для реальных сейсмических смещений грунта $\Delta(t)$ и для его реальных скоростей $V(t)$. В действительности они должны оказаться значительно больше, чем те величины, что показывают официальные маятниковые приборы.

Все это нам удастся установить раз и навсегда, когда мы поставим в одной из сейсмоактивных зон Кыргызстана сразу 3 разных прибора.

Во-первых, это будет стандартный сейсмометр, фиксирующий «официальные» смещения грунта. Во-вторых, это будет стандартный акселерометр, фиксирующий официальные ускорения грунта.

И в-третьих, это будет настоящий измерительный прибор (а не маятник), который сможет измерить величину Δ_p ; время t и частоту ω_p реальных сейсмических смещений грунта. При сопоставлении полученной стандартной сейсмограммы и акселерограммы с графиками, полученными на основе показаний реального измерительного прибора, мы ожидаем

получить следующие результаты:

- 1) Построенный по показаниям измерительного прибора график реальных сейсмических смещений $\Delta_p(t)$ должен располагаться выше нулевой линии в отличие от сейсмограммы, выданной стандартным сейсмометром.

При этом величины реальных смещений грунта $\Delta_p(t)$ должны оказаться в 2 и более раз выше тех, что покажет официальная сейсмограмма в виде $\Delta_c(t)$.

2) Реальная величина ускорения грунта a_p , найденная нами как

$$a_p = \Delta \cdot \omega_p^2,$$

должна оказаться в 1,5 и более раз выше, чем величина ускорения, показанная акселерометром.

3) Реальная величина скорости грунта V_p , подсчитанная как

$$V_p = \Delta_p \cdot \omega_p$$

должна оказаться в 3 и более раз выше, чем скорость V_c , найденная как

$$V_c = \Delta_c \cdot \omega_p,$$

где $\Delta_c(t)$ – это перемещения на сейсмограмме, данной сейсмометром.

3.4. Реальные причины сейсмических разрушений

Основные обвинения, выдвигаемые против строителей, сводятся к следующему. Во-первых, они якобы ставят мало поперечной арматуры в железобетонных колоннах сейсмостойких зданий. Именно этим нарушением норм всегда объясняется «безызгибный» сейсмический срез железобетонных колонн. Однако многочисленные проверки показали, что эти обвинения несправедливы, ибо строители, как правило, ставят арматуру строго по нормам. При этом из расчетов следует, что при учете сжатия колонн от веса верхних этажей их срез потребует гораздо больших сдвигающих усилий, чем те, которые принимаются в официальных сейсмических расчетах зданий на колебания.

Во-вторых, строителей часто и необоснованно обвиняют в нарушениях технологии бетонирования, в результате которых все стены, простенки, колонны и другие вертикальные элементы оказываются сплошь пронизанными микротрещинами. Считается, что именно поэтому они превращаются в груды очень мелких обломков при первых же сейсмических толчках, как, например, в Нефтегорске и Спитаке.

Следует подчеркнуть, что характер всех сейсмических разрушений, на первый взгляд, обманчиво похож на результат нарушений в технологии бетонирования. Именно это заблуждение и стало постоянным источником необоснованной критики в адрес строителей.

Хорошо известно, что растянутые и сдвигаемые железобетонные конструкции обычно разрушаются путем отрыва, происходящего по одной магистральной трещине. Поэтому никто не воспринимает измельчение конструкций и бетона при землетрясениях как «силовое» разрушение, вызванное сейсмическим воздействием. Все автоматически относят этот странный эффект к результатам нарушения технологии бетона.

Измельчение швов и строительных элементов, на которое у нас впервые обратили внимание в Спитаке (и неправильно его истолковали), на самом деле давно и хорошо известно и встречается при всех сильных землетрясениях.

Доказано, что измельчение бетона и распыление раствора, происходящее только при землетрясениях, могут быть вызваны лишь мгновенным силовым воздействием с огромными напряжениями и ничем иным. Никому еще не удавалось создать искусственно этот эффект в зонах напряжений сдвига или растяжения с относительно малыми скоростями нагружения $\sigma < E/100$. Очевидно, что колебания зданий, принятые сейсмиками в их расчетах, в принципе не могут создать подобного эффекта измельчения, а также чистого среза и пластического сдвига.

В-третьих, часто утверждают, что строители плохо заделывают швы между элементами и в результате этого после землетрясений все швы, как правило, оказываются наполовину пустыми. Однако не проще ли объяснить это явление тем, что реальное импульсное сдвиговое сейсмическое воздействие, в первую очередь, всегда разрушает именно швы как самые слабые места зданий, и строители тут не причем.

Наконец, после каждого разрушительного землетрясения всегда оказывается, что прочность бетона, испытанного после сейсмического воздействия, примерно в 2–3 раза ниже его проектной прочности. На этой основе делается ошибочное заключение о том, что прочность бетона была каким-то образом занижена изначально, еще при возведении здания, что опять-таки объясняют ошибками строителей. При этом никого не удивляет тот факт, что снижение прочности бетона происходит только в зданиях, подвергшихся сейсмическим воздействиям.

Отметим, что здесь, как и во многих других случаях сейсмических разрушений, результат выдается за причину, а сама причина остается неизвестной. На самом деле перманентное снижение прочности бетона при землетрясениях, безусловно, есть результат воздействия на него сдвигающих сейсмических напряжений (и уж никак не являются причиной сейсмических разрушений).

Для бетона, подвергнутого сложному статическому нагружению, этот эффект хорошо известен. Например, если бетонный образец сначала растянут с напряжением $\sigma^+ = 0,95R_{bt}$, а затем сжать его в ортогональном

направлении вплоть до разрушения, то его прочность на сжатие снизится на треть против расчетной. Ясно, что при импульсных нагрузках, типичных для землетрясений, этот эффект ослабления бетона должен резко усиливаться.

Экспериментально-теоретические исследования [96, 100, 111] показали, что все упомянутые измельчения строительных конструкций, их срезы, пластические сдвиги и снижение прочности бетона вызывает очень специфическое импульсное сейсмическое воздействие, которое не имеет ничего общего с расчетными колебаниями грунта.

Его «необычность» сродни необычности всех сейсмических разрушений, которые (как было отмечено) часто объясняют упущениями строителей. Одно из наиболее ярких проявлений этой необычности – чрезвычайно большие пластические сдвиги стен и колонн. Это явление настолько неординарно, что до недавнего времени никто не приписывал его строителям. Лишь после Лос-Анджелеса и Кобы, где этот пластический сдвиг возникал почти во всех мощных железобетонных опорах эстакад и приобрел массовый характер, все снова начали неуверенно кивать на строителей.

Наш анализ показал, что необычность импульсного сейсмического воздействия на сооружения, вызывающего их разрушения, состоит в том, что оно создает такое поле сдвигающих напряжений в стенах и колоннах, которое способно вызвать выраженные псевдопластические деформации бетона, его измельчения, а также специфический срез и пластический сдвиг. Как известно [100, 111], псевдопластичность бетона есть интегральный результат развития его начальных микротрещин, т.е. все эти явления связаны с созданием в бетоне необычно густой сети микротрещин, которая успевает мгновенно развиться в поле напряжений сдвига, а затем прекращает свой рост еще до полного разрушения бетона. Именно в этом и состоит необычность данного явления. Ведь при обычных скоростях нагружения ($\sigma < E \cdot 10^{-2}$) в бетоне нельзя получить развитой сети микротрещин в поле напряжений сдвига или растяжения, ибо там всегда происходит хрупкий отрыв с прорастанием и развитием одной или нескольких наиболее опасных микротрещин, которые сливаются в одну магистральную макротрещину. Эта трещина расчленяет сдвигаемый или растягиваемый элемент на две части (в чем и состоит стандартное проявление хрупкого разрушения). Ясно, что при этом пластические деформации почти отсутствуют.

Резко выраженный пластический сдвиг (как результата развития густой сети проросших микротрещин) встречается только при землетрясениях и при ударе самолета по защитной оболочке АЭС. Подобная густая сеть может проявиться лишь в том уникальном случае, когда

наиболее опасные трещины не опережают в своем развитии все остальные, т.е. когда все начальные микротрещины начинают расти одновременно. Это возможно лишь при огромных скоростях нагружения ($\sigma > 10E$), когда в элементе почти скачком появляются очень большие сдвигающие напряжения $\tau > 100R_{bt}$. При этом время их действия должно составлять доли миллисекунды, чтобы элемент успел полностью «пропитаться» микротрещинами и в нем совершился выраженный пластический сдвиг. Но, кроме того, он не должен успеть полностью рассыпаться, что часто бывает при землетрясениях.

Получить искусственно очень большой пластический сдвиг стены или колонны, достигающий при землетрясениях 10%, пока практически невозможно. Как известно, при обычных скоростях нагружения ($\sigma < E/100$) хрупкое разрушение бетона с образованием одной диагональной трещины происходит уже при относительном сдвиге порядка 0,04%.

Одновременно «растягивание» всех начальных микротрещин в бетонном элементе возможно лишь при условии, что в их вершинах пиковые напряжения скачком преобладают теоретическую прочность бетона. Для этого фоновые напряжения $\sigma^+ = \tau$ должны на два-три порядка преодолеть предел прочности R_{bt} . Ясно, что развитие густой сети микротрещин как раз и образует огромную площадь новообразованной поверхности [111], а также приводит к накоплению огромной поверхностной энергии, в которую переходит в энергию разрушительных сдвигающих сейсмических напряжений.

Следует отметить, что по официальной версии сейсмическое воздействие на колонны и стены в принципе ничем не отличаются от воздействия сильных ветровых нагрузок, ураганов. Однако сейсмологов почему-то не смущает тот факт, что характер разрушений этих элементов при землетрясениях и ураганах не имеют между собой ничего общего: при ураганах разрушения всегда имеют самый обычный характер (как и колебания сейсмоплатформ). Там никогда не возникают измельчения элементов, выраженного пластического сдвига и необычного среза. Вместо этого всегда наблюдаются изгибные разрушения, которые никогда не встречаются при землетрясениях. Кроме того, при ураганах здания, как правило, падают на бок, отрываясь от фундаментов, а при землетрясениях они сдвигаются или проседают от измельчения.

Итак, мы установили, что все необычные сейсмические разрушения производит неизученное пока, весьма необычное импульсное сейсмическое воздействие, а вовсе не ошибки строителей, как было принято считать до сих пор.

После Нефтегорска пора, наконец, начинать использовать на практике антисрезовые конструкции. Отметим, что эффективность

предлагаемой идеи по реальной сейсмозащите многократно подтверждена неуязвимостью людей и животных, которые почти также слабо связаны с грунтом, как и предлагаемые антисрезовые здания.

Следует пояснить, что их относительная неуязвимость при землетрясениях обеспечивается только отсутствием их жесткого контакта с грунтом. При появлении такого контакта (например, при малейшем погружении ног в грунт) им бы не удалось избежать травм при землетрясении. В этом смысле идеально сейсмостойким было бы низкое легкое здание в виде устойчивой жесткой коробки, лежащей на поверхности грунта.

Первый принцип состоит в том, что при создании массовой сейсмостойкой застройки городов нам следует ограничиться использованием лишь традиционного набора строительных конструкций и элементов, отказавшись от применения любых чужеродных и экзотических средств виброизоляции ввиду их недолговечности, ненадежности, дороговизны и ряда других недостатков.

Второй и главный принцип состоит в том, что нам необходимо особыми способами сгладить или ликвидировать скачки жесткости в вертикальных несущих элементах зданий, так как почти все сейсмические разрушения связаны именно с наличием подобных скачков. Они удваивают разрушительный эффект волнового сейсмического воздействия. Скачок жесткости в узле примыкания колонны к ригелю или к диску перекрытия почти эквивалентен ее жесткой заделке, где происходит удвоение разрушительных сдвиговых волновых напряжений при отражении вторичной сдвиговой сейсмической волны от этой заделки. (Поясним, что речь идет о сдвиговых волнах в колоннах и стенах, которые порождаются пробеганием в грунте продольных сейсмических волн сжатия. Эти волны создают серию горизонтальных импульсов, которые «ударяют» по торцу фундамента и резко сдвигают его относительно здания). Именно этот импульсный сдвиг фундаментов порождает волны сдвига в колоннах и стенах зданий.

Особенно выражен скачок жесткости в зданиях с гибким первым этажом, где стены начинаются лишь со второго этажа. Это делает здания чрезвычайно уязвимыми при землетрясениях, что еще раз показали их многочисленные разрушения в Кобе. Там свыше 90% всех разрушений железобетонных зданий пришлось именно на здания с гибким первым этажом, где произошел мгновенный срез или раздробление сразу всех колонн первого этажа.

Помимо этого, 10% всех разрушений зданий с железобетонным и смешанным каркасом в Кобе были вызваны наличием скачков в поперечном сечении колонн. В том этаже здания, где сечения колонн имеют

скачок, сейсмические волновые напряжения скачком возрастают. Именно это и приводит на практике к их срезу в этих этажах.

Землетрясение в Кобе особенно ярко показало, что все преимущества «несрезаемого» стального каркаса могут быть сведены на нет наличием в нем узлов сопряжения, являющихся скачками жесткости. В Кобе уровень разрушаемости зданий со стальным каркасом достиг 36%. При этом все разрушения произошли в зоне узлов и стыков путем разрыва сварных швов и высокопрочных болтов.

Для борьбы с указанным эффектом следует добиваться плавности в изменении жесткости вертикальных несущих элементов и не допускать появления скачков. Известно, что сводчатые здания (например, церковь) имеют повышенную сейсмостойкость, которая объясняется именно реализацией этого принципа путём использования сводчатых конструкций. Именно в сводах колонны плавно «перетекают» в перекрытия. Между ними нет резкой границы. Там волновые напряжения беспрепятственно «добегают» до свободного края и исчезают, отражаясь от него. Главная здесь трудность состоит в том, как реализовать на практике принцип сглаженности форм в современных зданиях.

При этом приходится признать, что применять этот принцип в зданиях со стальным каркасом либо невозможно, либо очень сложно, поскольку наличие узлов сопряжения (а стало быть, и скачков жесткости) органически присуще стальным конструкциям, и, по-видимому, почти не подлежит устранению. Эту проблему можно разрешить, если удастся разработать качественно новую форму узлов сопряжения. Что касается железобетонных зданий, то в 9-балльных зонах придется полностью отказаться от красных железобетонных зданий, а здания с гибким первым этажом можно строить лишь в 7-балльных зонах.

Зато применение монолитных и сборных зданий с несущими стенами из железобетона весьма перспективно в 9-балльных зонах. Здесь есть реальная возможность поднять до нужного нам уровня и без того весьма высокую сейсмостойкость этих зданий.

Ниже приведен перечень всех аномальных фактов и явлений, регулярно встречающихся при землетрясениях и опровергающих официальную модель сейсмического воздействия на сооружения.

1. Регулярное разрушение зданий при сейсмических нагрузках ниже расчетных, т.е. при тех, которые по «официальным» расчетам неопасны для зданий [110, 111].
2. Необъяснимо низкая сейсмостойкость «антирезонансных» каркасных зданий и особенно зданий с гибким 1-ым этажом, от которых ждали особенно высокой сейсмостойкости [111].

3. Разрушение зданий с металлическим каркасом [111], которые до катастрофы в Кобе считались, согласно отчетам, абсолютно неуязвимыми при колебательном воздействии. (Надо отметить, что в Кобе впервые подверглись воздействию сильного землетрясения здания этого типа).
4. Повсеместный срез и сдвиг железобетонных колонн [110, 111], которые при низкочастотных колебаниях зданий должны разрушаться только путем излома от изгиба. (Отметим, что сейсмические сдвиговые разрушения железобетонных колонн еще никому не удалось смоделировать искусственно).
5. Массовое появление крестовых трещин в простенках, и узлах кирпичных и железобетонных стен с оконными проемами [110, 111]. Согласно расчетам, при низкочастотных колебаниях зданий такие трещины не должны возникать вообще.
6. Абсолютно необъяснимые вырезы в зданиях по вертикальным плоскостям с отсечением их участков и стен. В этих случаях трудно себе представить какое-либо механическое воздействие, способное произвести подобные сверханомальные разрушения. Т.е. можно допустить, что это воздействие не является механическим.
7. Раздробление стен перекрытий зданий невозможно при отсутствии ударных сейсмических воздействий.
8. Ярко выраженная неоднородность распределения сейсмических разрушений по территории разрушенных городов, когда среди уцелевшей застройки часто встречаются коридоры сплошных разрушений. Это противоречит нынешним представлениям о колебательном сейсмическом воздействии, которое распределяется в виде единого фронта.
9. Интенсивное снижение начальной прочности бетона и кирпичной кладки, а также их «охрупчивание» (что типично лишь для нагрузок, которых нет при колебаниях зданий).
10. Хрупкое разрушение сварных швов, которое впервые было зафиксировано в Кобе [111]. Именно оно привело к разрушениям зданий со стальным каркасом. (Отметим, что это явление можно смоделировать только при ударных воздействиях).
11. Схлопывание любых верхних этажей при отсутствии повреждений на нижних этажах [111], что невозможно при колебаниях зданий.
12. Пластический сдвиг толстых железобетонных опор в эстакадах и мостах без излома (неподдающийся моделированию).
13. Необъяснимые сдвиговые разрушения в гибких железобетонных элементах всех подземных сооружений [110, 111].

14. Сейсмические разрушения массивных железобетонных портовых сооружений, которые вообще не должны страдать от воздействия низкочастотных колебаний грунта.
15. Сильный подбрасывающий эффект, который проявляется в мощных выбросах грунта и камней на высоту до 8-ми метров [110, 111], что, в принципе, невозможно при зафиксированных малых скоростях грунта [110, 111].

При землетрясениях регулярно встречается еще целый ряд иных аномальных немеханических явлений, которые могут быть причиной разрушений.

Теперь мы перейдем от негативной информации к позитивной, т.е. попробуем ответить на главный вопрос о том, как же возникают те ударные импульсы сдвига, которые регулярно срезают колонны и стены зданий при всех сильных землетрясениях, и каким образом можно защититься от этих разрушительных срезов.

По нашему мнению, эти опасные сдвиговые импульсы порождаются обычными сейсмическими продольными волнами, (которые «разбегаются» веером от эпицентра) за счет специфической способности грунта к интенсивному уплотнению под давлением.

Дело в том, что скорость распространения волн в грунте пропорциональна его плотности, а плотность грунта нарастает по мере углубления. Это происходит из-за нарастания уровня сжатия грунта от веса увеличивающейся верхней толщи грунта по мере удаления от наружной поверхности.

Т.е. в нижних более плотных слоях грунта продольные волны «бегут» быстрее, чем в верхних и волновые горизонтальные смещения в них тоже больше чем в верхних. Из-за этой разницы в смещениях происходит взаимный упругий сдвиг слоев грунта.

Когда этот нарастающий сдвиг достигает предельного, происходят мгновенные разрывы связей в грунте по горизонтальным плоскостям. Эти разрывы как раз и создают те ударные сдвиговые импульсы, которые «забегают» в здания снизу и срезают их колонны и стены (отметим, что эта гипотеза была выдвинута нами еще в 1994 г. в работе [96]).

Теперь скажем о том, как можно защититься от этих сдвиговых импульсов. Эти меры мы детально описали в [96, 110]. Суть их такова.

Для защиты надо преградить путь ударной волне сдвига и не «пустить» ее в здание, отделив его от грунта мощной фундаментной плитой, лежащей поверх грунта и опирающейся на грунт и на сваи. (Сваи должны препятствовать вдавливанию в грунт опорной плиты здания и закреплять его от опрокидывания).

Т.е. реально сейсмостойкое здание вообще не должна иметь фундамент, заглубленный в грунт, и тогда сдвиговые импульсы из грунта не проникнут в его стены и колонны. Кроме того, оно еще должно быть устойчивым к опрокидыванию за счет ограниченной высоты и достаточно большой ширины и длины.

Из вышесказанного, в частности, следует, что мы не сможем защитить от сейсмического среза высотные здания и небоскребы, т.к. для устойчивости их придется существенно заглублять в грунт. (Отметим, что до сих пор, к счастью, такие здания еще ни разу не попадали в зону очень сильного землетрясения).

3.5. Обоснования причин разрушения «сейсмостойких» зданий

Как известно, любое разрушение конструкций, в том числе и от сейсмических воздействий, точно соответствует этим воздействиям, т.е. по характеру разрушения конструкций всегда можно определить предшествовавшее ему напряженно-деформированное состояние конструкций и на основе этого воссоздать характер разрушающего воздействия и найти его основные параметры.

Принцип этого процесса состоит в следующем: на каждое конкретное разрушающее воздействие железобетонные и каменные строительные конструкции реагируют адекватно ему – в них появляется совокупность различных трещин определенного вида. Совокупность трещин характеризуется легко фиксируемыми показателями: типом макротрещин, их расположением и направлением, видом сочетания трещин и последовательностью их образования. Анализ этих показателей дает необходимые сведения о разрушающем воздействии на конструкции.

Следует отметить, что в отличие от других воздействий при землетрясениях единственно достоверной, но зато чрезвычайно обширной информацией о характере разрушающего воздействия служат картины сейсмических разрушений. Однако до сих пор никто не исследовал эти разрушения в целях выявления по их характеру истинной природы разрушающего сейсмического воздействия. Решение такой задачи казалось излишним потому, что причина сейсмических разрушений считалась уже давно известной, и не было смысла ее проверять по картинам разрушений конструкций.

Согласно нынешней официальной доктрине причиной всех сейсмических разрушений зданий являются вынужденные колебания дисков их перекрытий, вызванные теми колебаниями грунта, которые фиксируют акселерометры. Таким образом, считается, что сейсмические

разрушения зданий вызываются колебаниями грунта с достаточно малым ускорением, не превышающим 0,5g.

Чтобы проверить достоверность этого общепринятого утверждения, авторы впервые собрали и проанализировали многочисленные данные о свойствах и закономерностях сейсмических и других разрушений зданий. В результате был сделан очень важный вывод, который состоит в том, что все сейсмические разрушения уникальны, потому что, во-первых, их пока не удастся воспроизвести искусственно и, во-вторых, аналогичные разрушения не возникают не при каких иных воздействиях – ураганах, вибрациях моторов, колебаниях сейсмоплатформ, подземных взрывах и т.д.

Характер сейсмических разрушений противоречит двум базовым законам строительной механики: первые трещины в конструкциях при сейсмических воздействиях появляются не в самых напряженных точках (как этого следует ожидать), гибкие элементы (типа колонн) разрушаются без излома и изгибных трещин – в них появляются чисто сдвиговые трещины (чего не должно быть). Все это говорит о нарушении условий статистического равновесия конструкций, в результате чего их сейсмические разрушения происходят «не там и не так», как того требует строительная механика.

Такие явления больше нельзя игнорировать, они требуют немедленного объяснения. Вместе с тем это невозможно сделать исходя из «колебательной» доктрины сейсмических разрушений.

Очевидно, что столь уникальные по характеру разрушения могут быть порождены лишь столь же уникальными воздействиями на них, когда возникают ни с чем несравнимые по величине скорости нагружения на конструкции, т.е. гигантские ускорения грунта. Пока не известно точное значение граничной величины ускорения, превышение которой вызывает чисто сдвиговые разрушения гибких конструкций. Зато уже экспериментально установлено, что при ускорениях грунта, меньших 400g, разрушения гибких элементов зданий всегда имеют обычную форму с появлением изгибных трещин.

Отсюда следует, что те движения грунта, которые фиксируют приборы при землетрясении (с ускорением до 0,5g), в принципе не могут вызвать чисто сдвиговые разрушения конструкций. Этот вывод подтверждается также всеми экспериментами по испытанию моделей зданий на сейсмоплатформах при точном воспроизводстве сейсмических колебаний грунта. Ни в одном эксперименте не были зафиксированы сдвиговые разрушения конструкций, все они оказались изгибными.

Приведенные факты не только полностью противоречат принятой «колебательной» доктрине и опровергают ее, но и являются грозным

сигналом о том, что нынешние сейсмозащитные конструкции абсолютно «беззащитны» от неизвестного разрушающего сейсмического воздействия, и что все современные сейсмические расчеты и действующие нормы не отражают реальности. Какова же истинная причина и природа сейсмических разрушений и каковы параметры того загадочного воздействия, которое действительно вызывает все сейсмические, чисто сдвиговые разрушения?

О нем нам известно следующее:

- во-первых, оно является причиной всех парадоксальных явлений, возникающих при сейсмических разрушениях;
- во-вторых, оно создает гигантские ускорения грунта, способные вызвать эти уникальные разрушения;
- в-третьих, оно прикладывается скачкообразно и действует очень коротковременно – только такое воздействие сможет успеть придать колоннам, простенкам и перемычкам здания необычную сдвиговую форму в виде «бегущего» параллелограмма. Эта форма неустойчива, так как статическое моментное равновесие в элементах очень быстро сменяется динамическим в результате появления сил инерции вращения. Элементы, находящиеся в неустойчивой сдвиговой форме стремятся принять устойчивую изгибную форму, но тому препятствует перемещение короткой зоны сдвига по колонне со скоростью звука $c = 4000$ м/с. Все сказанное произойдет лишь при условии, что время действия ударной волны t_y мало и удовлетворяет условию $t_y \leq l/c$. Кратковременные действия ударной волны подтверждается и тем, что акселерометры не успевают на это действие среагировать;
- в-четвертых, оно вызывает большую скорость движения массы материала конструкций, в результате чего в них возникают большие касательные напряжения, обуславливающие большую скорость разрушения конструкций (за малое время сейсмического ударного воздействия успевает произойти сдвиговое разрушение целиком колонны и простенка).

Следует пояснить, что длительность этого ударного воздействия составляет не более $1 \cdot 10^{-4}$ с в отличие от длительности землетрясения, которая определяется промежутком между первым и последним ударными импульсами (толчками) и может достигать нескольких минут.

Ударные воздействия характерны только для продольных ударных волн сжатия в грунте. Они порождают ударные волны, приводящие к чисто сдвиговым разрушениям в колоннах, простенках и стенах. Эта гипотеза позволяет объяснить все многочисленные противоречия и странности в природе сейсмических разрушений конструкций.

Попробуем объяснить причины сдвиговых разрушений, в вертикальных элементах зданий исходя из ударно-волновой концепции. Для этого рассмотрим примеры.

Чрезвычайно распространенным случаем сейсмических разрушений являются чисто сдвиговые разрушения колонн. На рис. 3.1 (а, б) показано, как должны деформироваться и разрушаться защемленные по концам железобетонные колонны при горизонтальных колебаниях дисков перекрытий (должны возникать горизонтальные трещины по концам колонн). В реальности же эти трещины не появляются, а возникают наклонные трещины, чаще всего в зоне, где действуют касательные напряжения, которые во много раз меньше нормальных напряжений (рис. 3.1 в, г). Такое явление не имеет объяснений.

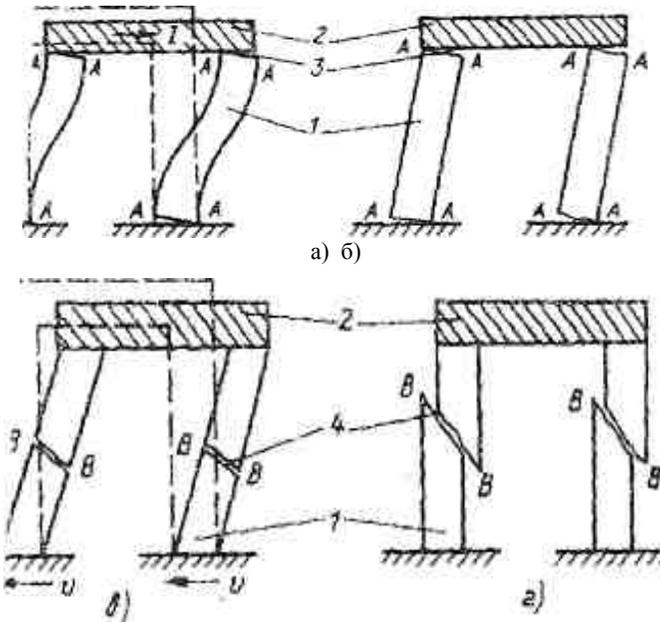


Рис. 3.1. Схемы сейсмического разрушения колонн:

а – изгибная деформация; б – ожидаемое изгибное; в – реальная сдвиговая деформация; г – реальное разрушение; 1 – защемленная железобетонная колонна; 2 – плита перекрытия; 3 – изгибные трещины (А-А); 4 – сдвиг (срез) (В-В); / – сила инерции; v – скорость волны сдвига.

Другой массовый случай сейсмических разрушений зданий – возникновение косых крестообразных трещин по диагоналям простенков и перемычек, уровень напряжения в которых на порядок ниже, чем

в наиболее опасных сечениях, или, что самое парадоксальное, появление диагональных трещин лишь в одних перемычках. Понять природу появления подобных трещин на основе «колебательной» доктрины невозможно.

Предположим, что по колоннам и простенкам пробегают ударные волны, которые на мгновение придают этим элементам чисто сдвиговую форму в виде параллелограмма, при этом в них изгибные деформации и напряжения отсутствуют. Одновременно элементам кратковременно передаются огромные ускорения, в результате чего возникают инерционные силы вращения, создающие динамический момент от ударной поперечной силы. Под действием этих сил в колоннах, простенках и перемычках, подвергающихся сейсмическим воздействиям, и возникают наклонные трещины.

Превращаясь при пробегании ударных волн на мгновения в параллелограммы, вертикальные полосы простенков заставляют принять эту же форму перемычки, зажатые между ними. В перемычках же, в отличие от простенков, отсутствует сжатие от веса здания, именно поэтому они разрушаются гораздо чаще, чем простенки (особенно это относится к простенкам первых этажей).

Допустив существование сейсмических ударных волн, можно ответить на множество других вопросов, связанных с разрушением зданий от землетрясений. В их числе:

- почему простенки и перемычки разрушаются по всей высоте стены здания независимо от числа этажей, а колонны – лишь на первых двух (редко трех) этажах?
- почему в простенках и перемычках возникают крестообразные трещины, а в колоннах такие трещины не наблюдаются?
- почему при параллельной работе стен и колонн гибкие колонны разрушаются гораздо чаще и интенсивнее, чем жесткие стены?
- почему разрушаются колонны с шарнирными опорами, в которых вообще не должно возникать никаких усилий при боковых смещениях?
- почему каркасные здания почти всегда менее сейсмостойки, чем панельные, хотя теоретически должно быть наоборот, ибо в каркасных зданиях менее вероятен резонанс?
- почему наиболее сейсмостойки срубы и здания на деревянных и стальных стойках?

Ответы на эти вопросы таковы:

- по простенкам здания ударная волна, приводящая к сдвиговым напряжениям, пробегает почти без помех снизу доверху и во всех простенках и перемычках появляются первые косые трещины. Затем, отразившись от свободного верхнего края стены, волна бежит вниз, вызывая напряжение с противоположным знаком, и появляются вторые, ортогональные по отношению к первым трещины. Таким образом, образуются «кресты» из двух трещин;
- в колоннах ударная волна почти полностью отражается в местах заделок ригелей на первых двух этажах здания и выше не проходит. Обратная волна, отраженная от заделок, суммируется с прямой волной, т.е. касательные напряжения удваиваются. По этой причине косые трещины в колоннах возникают чаще и раньше, чем в стенах, и не бывают крестообразными;
- шарнирные опоры колонн предотвращают их изгиб, но не сдерживают сдвиг от действия ударной волны, поэтому колонны с шарнирными опорами срезаются так же, как и защемленные;
- в колоннах степень сжатия от веса здания много выше, чем в стенах и простенках, а потому сдвиговые трещины значительно круче. По этим трещинам под действием веса здания колонны очень легко срезаются. В стенах под действием ударных волн в связи с незначительным сжатием появляются пологие косые трещины и сразу же возникают препятствующие разрушению силы трения и зацепления. Кроме того, при одинаковой скорости разрушения бетона колонны разрушатся быстрее, чем стены;
- деревянные и стальные стойки не может срезать ударно-сдвиговая волна, поскольку прочность на разрыв и срез у дерева и стали на два порядка выше, чем у бетона, а срубы мгновенно гасят ее, так как волна не может преодолеть зазоры между бревнами срубов.

Подобных вопросов и ответов можно привести много. Отметим лишь следующее: появление крестообразных трещин от сейсмических воздействий во всех сплошных стенах с отношением высоты к ширине, превышающем единицу, также отвечает «волновой» и противоречит «колебательной» доктрине, так как в этих стенах вертикальные напряжения в два и более раза превышают касательные и потому при колебаниях перекрытий в стенах должны появляться горизонтальные трещины.

Занимаясь всесторонним обоснованием ударно-волновой концепции, авторы обнаружили один из источников, порождающих мгновенные ударные импульсы и волны при землетрясениях, и описали механизм его действия. Суть его в следующем.

До сих пор считалось, что источником сейсмических волн является «упругая отдача», т.е. внезапный сдвиг берегов магистральной трещины, возникающей вдоль трансформного разлома, где накопились напряжения, вызванные медленным взаимным сдвигом тектонических плит.

Однако «упругая отдача» невозможна в принципе из-за блокирующих ее гигантских сил трения по берегам трещины, сжатой огромным давлением вышележащей породы. Наиболее вероятным источником мгновенных ударных импульсов и ударных сейсмических волн могут являться острые вершины микротрещин в начальный период их образования, когда в сжатой породе от сдвига возникают пики растягивающих напряжений, близких по значению к предельному напряжению σ_{max}^+ в межмолекулярных связях. Это напряжение ($\sigma_{max}^+ = E/2\pi$) равно теоретической прочности бездефектной породы R_I^T . Разрыв каждой растянутой межмолекулярной связи в породе приводит к мгновенному сжимающему удару гигантской силы, равной предельному усилию в этой связи. Такие разрывы сопряжены с возникновением ударных волн сжатия, что приводит к лавинообразному росту трещин в породе, которые, в свою очередь, порождают целую серию разрывов межмолекулярных связей и новые удары в вершинах развивающихся микро- и макротрещин.

Возможно также появление вторичных разрывов такого же характера в слоях породы, находящихся в относительной близости от поверхности земли, и появление вызванных этими разрывами аналогичных вторичных мгновенных ударных импульсов и ударных волн. Такие импульсы и волны обусловлены взаимным сдвигом различных слоев породы вследствие разницы в скорости распространения продольных сейсмических волн в этих слоях.

На основе анализа целого ряда фактов был сделан еще один вывод – сейсмические приборы, которые представляют собой одномассовые осцилляторы (шарики на «ножках»), фиксируют вовсе не первичные волновые движения грунта, а вызванные ими вторичные движения, являющиеся собственными колебаниями масс этих приборов, возникающими сразу после прохождения ударных волн. И если это так, то о сейсмических волнах мы не имеем никаких сведений, кроме скорости их распространения.

Чем же объяснить, что именно непонятные колебания приборов, а не ясные картины сейсмических разрушений оказались в центре внимания сейсмиков? Почему колебания приборов были истолкованы как колебания грунта, которые и были признаны единственной причиной сейсмических разрушений?

Начало всему – знание «колебательной» доктрины сейсмических разрушений, что направило усилия ученых на поиски именно тех колебаний грунта, которые отвечают этой доктрине, и которые в результате

якобы были обнаружены, т.е. доктрина была первична, а найденные колебания грунта (ее подтверждающие) – вторичны. Это заблуждение произошло по следующей логической схеме.

Исходим из того, что здания разрушаются от вынужденных колебаний своих больших масс. Это возможно только в случае, если грунт колеблется с частотой, близкой к низким собственным частотам колебаний зданий. Периоды собственных колебаний зданий хорошо известны (они находятся в интервале 0,1–2 с), а их ускорения не превышают $0,5g$. Значит, периоды опасных колебаний грунта и его ускорения должны быть примерно такими же. Следовательно, нужны приборы, измеряющие частоту и ускорения колебаний именно в этом, а не ином диапазоне. В результате в качестве приборов решено использовать одномассовые осцилляторы, которые были названы акселерометрами и которые способны записать только частоты и ускорения колебаний грунта. При этом период собственных колебаний массы в приборе обязательно должен лежать в том же интервале.

В результате акселерометры фиксируют некие колебания именно в том диапазоне, на который они и были рассчитаны. Эти колебания не могут быть колебаниями грунта, поскольку при землетрясениях отсутствуют изгибные разрушения, которые должны их сопровождать. Значит, это собственные колебания приборов, вызванные прохождением ударных волн, которые в принципе не могут быть зафиксированы нынешними примитивными сейсмическими приборами.

Надо сказать, что если бы для замеров колебаний грунта использовали не осцилляторы, а мембранные датчики, способные фиксировать ускорения грунта в тысячи g , то упущения должны были быть обнаружены. Поэтому ударно-волновая доктрина сейсмических разрушений будет признана, прежде всего, нужно будет заменить приборы, используемые для измерения колебаний грунта.

И еще при выполнении сейсмических расчетов не считалось необходимым решать столь обязательную задачу, как проверка ожидаемой схемы разрушения. Сопоставление теоретического ожидаемого по расчету и реального механизма разрушения зданий и их элементов не проводилось. Между тем такая проверка именно в этих расчетах была особенно необходима, так как характер сейсмических разрушений зданий является настойчивым сигналом о возможной ошибке. Тем более, что осуществить такую проверку было очень просто – не надо было проводить специальные и дорогостоящие эксперименты по разрушению зданий, достаточно было лишь сравнить фактические картины многочисленных сейсмических разрушений с теоретическими. Однако сеймики так никогда и не делали

эту простейшую и необходимую проверку, что не позволило им обнаружить принципиальную ошибку их концепции.

Можно предположить, почему это произошло.

Во-первых, сейсмологи никогда не интересовались теоретической схемой разрушений, поскольку не допускали мысли, что фактическая схема разрушения может не совпасть с ней, а те из ученых, которые не занимаются вопросами прочности конструкций, вообще не знали о необходимости проверки прочностных расчетов. Во-вторых, сейсмологи решали только динамическую задачу и потому считали, что схема расположения трещин и их вид в разрушенных конструкциях не могут содержать грозную, да и просто достойную их внимания информацию. В-третьих, будучи узкими специалистами по вопросам динамики, они не знали, что имеется колоссальная разница в природе сдвиговых и изгибных трещин и часто не различали их.

Наконец, сейсмологи всегда были уверены, что причины разрушения зданий скрываются где угодно, но только не в ошибочности исходной доктрины сейсмических воздействий. Кредо сейсмологов наиболее полно и четко было выражено ведущими американскими учеными Н. Ньюмарком и Э. Розенблостом: «Землетрясения систематически выявляют ошибки, допущенные инженерами при проектировании и строительстве, причем даже самые незначительные ошибки». Признание в науке ударно-волновой концепции сейсмических разрушений позволит защитить профессиональную честь инженеров-строителей и проектировщиков сейсмостойких сооружений, обосновать незаслуженность предъявляемых им обвинений в ошибках, приводящих к сейсмическому разрушению зданий.

В заключение можно предположить общие принципы универсальной сейсмозащиты зданий от воздействия ударных волн сдвига:

1. Достижение минимальной площади поперечного сечения в связях между фундаментом и зданием;
2. Локализация больших напряжений в малой контактной зоне связей, что позволит легко обеспечить ее неразрушаемость при волновых ударах и других воздействиях;
3. Сейсмоизоляция зданий от ударных волн благодаря перераспределению напряжений с малой площади сечения связей на большую площадь сечения мощного и массивного защитного элемента, а также плавному увеличению площади поперечного сечения вертикальных несущих элементов;
4. Защита здания от действия ударных волн путем скачкообразного изменения площади поперечного сечения фундаментной плиты или вертикальных элементов первого этажа.

Сейсмостойкие конструкции, разработанные на основе указанных принципов, характеризуются очень высокой сейсмоизолирующей способностью. Внедрение в практику сейсмостойкого строительства таких конструкций позволит при действии на них подземных взрывов защитить несущие элементы зданий от среза и изгиба одновременно и полностью исключить сейсмические разрушения.

3.6. Особенности работы и прочностного расчета зданий при импульсных сейсмических воздействиях

Как известно, за последние годы величины расчетных сейсмических ускорений были увеличены в отечественных и зарубежных нормах в среднем в 5 раз. Тем не менее, такая мера ничуть не повысила реальную сейсмостойкость зданий [96, 100]. Это еще говорит о том, что нынешние сейсмические расчеты и меры сейсмозащиты абсолютно не отражают реального воздействия, и что точная информация о нем пока отсутствует. Но уже теперь можно описать сущность этого воздействия, которое до сих пор не учитывалось, и на этой основе сформулировать эффективные универсальные принципы сейсмозащиты от любого сейсмического воздействия.

Самое главное, ясно, что любое сейсмическое воздействие на каждое надземное сооружение может проявиться только в динамическом смещении его опор и более ни в чем. Именно поэтому оно гораздо менее опасно, чем прямое силовое воздействие, которое не может быть ослаблено никакими специальными конструктивными мерами и потому может быть воспринято только за счет увеличения толщины и прочности конструкции.

В этом смысле сейсмическое воздействие вовсе не столь неблагоприятно. Его разрушительный эффект можно регулировать, ибо он пропорционален площади поперечного сечения стен и колонн первого этажа, связывающих здание с фундаментом. Следовательно, этот эффект можно сильно уменьшить, сведя к минимуму площадь контакта. Но при этом одновременно необходимо защитить от разрушения путем среза и раздавливания «утонченные» связующие элементов, используя для них лишь высокопрочные материалы, хорошо воспринимающие растяжение и срез. Кроме того, надо изолировать наземную часть здания от проникновения в него сейсмической энергии и любого сейсмического движения, вызванного сейсмическим воздействием. Так как это движение может распространяться лишь волновым путем, то необходимо отсечь любые волны от здания и исключить их распространение, введя особый сейсмоизолирующий элемент. Им может быть толстая железобетонная плита, приподнятая

над землей на «несрезаемых» сваях и песчаной подушке. Оси колонн, стоящих на этой толстой плите, должны быть сдвинуты относительно осей свай для того, чтобы исключить прямое сквозное распространение сейсмических волн среза или сжатия.

При этом основными расчетными параметрами в прочностных сейсмических расчетах сооружений должны стать максимальная величина ускорения или скорости грунта и время их действия.

Тот факт, что в ближайшее время будут, наконец, зафиксированы реальные величины импульсных сейсмических ускорений, не вызывает никаких сомнений. Но при этом возникает важный вопрос: что делать после того, как будут, наконец, зарегистрированы гигантские ударно-волновые ускорения грунта в тысяча и более g ? Каким образом мы сможем от них защититься, если сейчас максимальное «колебательное» расчетное ускорение не превышает $0,5g$? Неужели нам придется в тысячи раз увеличивать прочность или толщину строительных конструкций? Разумеется, нет.

На самом деле, реальное ударно-волновое сейсмическое воздействие ничуть не опаснее, чем придуманное специалистами колебательное воздействие; просто оно совсем иное. Например, гигантские ускорения грунта в $100\,000g$ для нас не столь опасны в силу кратковременности их действия ($t < 1 \cdot 10^{-4}$ с). Их разрушительный эффект резко падает при $t < 1 \cdot 10^{-4}$ с, поскольку он пропорционален квадрату времени их действия. Он зависит от величины смещения грунта Δ_r и величины ударного импульса, приложенного к стене или колонне здания. Обе эти величины пропорциональны $t^2 < 1 \cdot 10^{-8}$ с² и потому относительно невелики. В частности, для одного отдельного импульса смещение грунта Δ_r , вызванное ускорениями, будет равно $\Delta_r = a_z \cdot 0,5 = 0,5 \cdot 10^6 \text{ м/с}^2 \cdot 10^{-8} \text{ с}^2 = 0,005 \text{ м} = 0,5 \text{ см}$, и не имеет ничего общего с тем, что фиксируют сейсмометры.

Чтобы наглядно показать качественные различия между вибрационными нагрузками, принятыми в официальных сейсмических расчетах, и реальными сейсмическими ударно-волновыми нагрузками, способными произвести все реальные сдвиговые разрушения несущих элементов зданий, произведем их сопоставление по основным параметрам. При этом колебательное воздействие мы будем описывать точно так, как это делается в официальных сейсмических расчетах, т.е. будем считать его квазистатическим (приложенным очень медленно и действующим сколь угодно долго).

Для краткости мы будем называть его воздействием 1, а реальное ударно-волновое воздействие – воздействием 2.

Поскольку основными факторами, определяющими разрушение конструкций, являются величины напряжений и время их воздействия, мы будем сопоставлять, в основном, эти параметры.

Итак, в 1-ом случае напряжения пропорциональны большой массе здания и его колеблющимся элементам (например, дисков перекрытий), а во 2-ом – они прямо от нее не зависят, но зависят от плотности материала.

В 1-ом случае напряжения падают с ростом площади сечения стен, стоек и колонн, а во 2-ом – они от нее либо не зависят, либо вместе с ней возрастают (особенно при росте площади стен 1-го этажа). Кроме того, они зависят от модуля сдвига материала стен и колонн.

В 1-ом случае напряжения пропорциональны малому ускорению больших колеблющихся масс здания, а во 2-ом пропорциональны скорости материала во фронте волны, т.е. весьма велика и может превосходить скорость разрушения материала, а потому напряжения могут существенно превосходить статическую прочность материала конструкций.

В 1-ом случае суммарная горизонтальная сила, приложенная к зданию, слабо зависит от площади сечения связей между зданиями и фундаментом, а во 2-ом – пропорциональна ей (что и определяет суть основного принципа сейсмозащиты, состоящего в предельном ее уменьшении).

В 1-ом случае несущая способность элемента определяется предельной силой, воспринимаемой им, а во 2-ом его предельным прочностным импульсом, или максимумом количества движения при ударе, воспринимаемого без плотного разрушения элемента.

В 1-ом случае разрешимость элемента описывается его статической прочностью R_t . Она зависит от скорости нагружения и не может быть превзойдена. Во 2-ом случае напряжения могут оказаться намного выше, чем R_t , и надо вводить мгновенную (теоретическую) прочность бездефектного материала R_m , превышающую R_t на 2–3 порядка. При этом скорость разрушения материала становится ключевой константой для описания процесса ударного разрушения. Ранее в прочностных расчетах такое понятие вообще отсутствовало.

В 1-ом случае напряжения относительно невелики, но зато они действуют постоянно и должны успевать разрушить бетон путем отрыва при изгибе; во 2-ом случае они не создают изгиба, но создают срез (без изгиба). Они очень велики, но кратковременны и превышают сжимающие напряжения от вертикальных нагрузок.

В 1-ом случае резонансное горизонтальное усилие возникает при совпадении частот колебаний здания и грунта. Оно возникает как бы в самом здании, а во 2-ом – оно определяется от грунта через опоры,

которые служат его проводниками, и не зависит прямо от частотных характеристик здания.

Описанные свойства ударно-волнового сейсмического воздействия определяют специфику прочностного расчета и мер защиты. На наш взгляд, в будущем использование указанных выше эффективных сейсмозащитных конструкций должно стать общеобязательным при строительстве в сейсмоактивных зонах. Оно должно начать играть гораздо более важную роль в сейсмозащите зданий, нежели их прочностные сейсмические расчеты (в отличие от того, как это принято теперь). Если заранее будет точно рассчитан сейсмоизолирующий эффект для любых стандартных наборов сейсмоизолирующих конструкций на любые ударно-волновые сейсмические воздействия, то прочностный сейсмический расчет для отдельных конкретных зданий может быть сведен к минимуму или вовсе исключен. Это будет логично, ибо точная величина расчетных ускорений грунта в каждом конкретном предстоящем сейсмическом воздействии по-прежнему останется неизвестной.

Для того чтобы дать представление о характере прочностного расчета на действие сейсмического среза, рассмотрим вкратце, как можно произвести расчет железобетонной колонны на воздействие этого ударно-волнового среза и опишем механизм процесса ударного разрушения элемента.

Срез сильно сжатых колонн при землетрясениях может вызвать лишь краткие квазиударные импульсы сжатия в грунте, порождающие сдвиговые ударные волны в стенах и колоннах. При пробегании этих волн колонны и стены (или их непрерывно меняющиеся участки) кратковременно, на время $t < 1 \cdot 10^{-3}$ с, принимают чисто сдвиговую форму в виде параллелограмма, бегущего по колонне или стене со скоростью звука. Затем почти мгновенно (за время t_1) их неустойчивая сдвиговая форма сменяется стандартной изгибной формой, которая устойчива, поскольку ей отвечают минимум потенциальной энергии. Время t_1 смены сдвиговой формы на изгибную для защемления по концам колонны близко к четверти периода ее колебаний по 2-ой изгибной форме с двумя полуволнами. Пока в колонне или некоторой ее переменной зоне почти мгновенно сохраняется неустойчивая сдвиговая форма, она успевает разрушиться срезом.

Для описания процесса ударно-волнового разрушения будем использовать понятие скорости разрушения $V = f(\tau)$ полухрупкого материала (типа бетона), которое мы определяем ни как максимально возможную, а как реальную среднюю скорость роста магистральной трещины, движущейся по нормали к оси σ^+ [110]. Предполагается, что рост магистральной трещины начинается с нуля в зоне, где за фронтом ква-

зидарной волны сдвига скачком появляется большое напряжение $\tau = \sigma^+ \gg R_{bt}$ и длится до расчленения ею элемента. При этом ее скорость может и не достичь максимума.

При пробегании ударно-сдвиговой волны по колонне за ее фронтом наиболее опасные микротрещины растут по нормали к оси главных растягивающих напряжений σ^+ , т.е. примерно под углом $\pi/4$ к оси колонны, и тем самым создают появление и рост магистральной трещины, пересекающей колонну. Разрушение колонны или любой сдвигаемой области завершается слиянием микротрещин в сквозную наклонную магистральную трещину и расчленением колонны или стены. Время разрушения t_b пропорционально толщине колонны h или минимальному размеру разрушаемой области $\Delta = v_p t_p$. За фронтом сдвиговой волны во всем сечении колонны скачком появляются большие сдвиговые деформации и касательные напряжения $\tau = G V_b C^{-1}$ и начинается процесс разрушения, т.е. роста и слияния микротрещин, идущий со средней скоростью V_p , которая может быть намного ниже своего максимума C , близкого к скорости звука.

В [110] мы предложили и обосновали экспериментально следующую формулу для скорости V_p в растянутой и сжато-растянутой, т.е. сдвигаемой зоне бетона.

$$\begin{aligned} V_p &= C^j R_T^{-1}; R_T = E/50 \\ \sigma &= \tau = G V_b C^{-1}, \end{aligned} \quad (3.5)$$

где C – скорость звука в бетоне; E и G – соответственно модуль Юнга и сдвига; R_T – теоретическая прочность бетона; V_b и V_2 – скорость материала во фронте ударной волны в бетоне и грунте.

Из (3.5) можно получить следующую связь между скоростями V_p и V_b

$$V_p = v_b G R_T^{-1} = 20 V_b.$$

Учтя, что $V_r \approx 10 V_b$, получим $V_p \approx 2 V_r$.

Зная максимальную скорость грунта V_r и время действия импульса t , можно проверить условие ударно-сдвиговой прочности полухрупкого элемента или области с минимальным размером Δ по формуле:

$$\begin{aligned} t \leq t_p &= \Delta V_p^{-1} = \Delta / 20 V_b \\ \text{или } t \leq t_p &= \Delta R_T G^{-1} V_b = \Delta^{1/2} V_r^{-1}, \end{aligned} \quad (3.6)$$

где t – время воздействия опасного ударного импульса сжатия в грунте.

Определим на основе этих формул те значения параметров сейсмической квазиударной волны в грунте, которые могут вызвать срез железобетонной колонны, типичный для землетрясений. За фронтом ударной волны по колонне бежит область сдвига, которая стремится трансформироваться в устойчивую изгибающую форму. Скорость сложного процесса трансформации и его время $t_1=0,25T$ попадают с ростом длины l_1 сдвиговой зоны. При $l_1 = l$ имеем

$$t_1=0,25T=l^2(8\pi h)^{-1}\cdot(12\rho)^{1/2}E^{-1/2}. \quad (3.7)$$

Определим численные значения параметров импульсного воздействия, способного срезать реальную колонну. Задаемся следующими параметрами колонны:

$$l = 2,5\text{ м}; \rho = 2,5\text{ т/м}^3; h = 0,25\text{ м}; A = h^2; \\ E = 3\cdot 10^5\text{ кг/см}^2; G = 0,4E; R_T = 0,05G.$$

При этих параметрах, согласно (3.7), $t_1=1\cdot 10^{-3}$ с. Если принять, что волновые напряжения τ возрастают не скачком (т.е. фронт волны не вертикальный), а ускорения конечны и средние растягивающие напряжения σ^+ равны половине максимальных, то за время их действия $t = 0,5t_1 = 0,5\cdot 10^{-3}$ с колонна должна успеть разрушиться, т.е. быть срезанной. Для этого время разрушения должно быть меньше, чем время действия сдвига. Из условия $t \leq t_p$ при $\Delta = h$ с учетом (3.7) находим требуемую массовую скорость сдвига в колонне V_b и требуемую скорость разрушения

$$V_p = ht^{-1}; V_p = 0,25\cdot 2n10^3\text{ с}^{-1} = 500\text{ м/с}; {}^1V_b = R_T G^{-1}V_p = V_p/20 = 25\text{ м/с}.$$

При этом средние растягивающие напряжения σ^+ в бетоне очень кратковременны, т.е. на полмиллисекунды ($0,5\cdot 10^{-3}$ с) должны достигнуть огромной величины: $\sigma^+ = \tau = GV_b C^{-1} = 750\text{ кг/см}^2$, что возможно лишь при очень большой скорости сдвига V_b и грунта в волне V_r . Во фронте бегущей волны средняя массовая скорость грунта V_r примерно на порядок больше скорости бетона, т.е. $V_r \approx 10V_b = 250\text{ м/с}$, тогда среднее ускорение во фронте ударной волны в грунте j_r равно

$$j_r = 2V_r t^{-1} = 1\cdot 10^6\text{ м/с}^2 = g\cdot 10^5.$$

Итак, для сдвигового разрушения колонны в грунте во фронте ударной волны должны на мгновения возникнуть огромные ускорения величиной $10^5 g$, скорости грунта порядка 250 м/с и бетона в 25 м/с, дей-

ствующие в течение половины миллисекунды ($t = 0,5 \cdot 10^{-3}$ с) в данной точке.

Для расчета по формуле (3.6) надо знать среднюю скорость грунта V_r и время действия опасного импульса t . Однако сейсмометры косвенно могут дать нам лишь произведение этих величин в виде $\delta = V_r t$, где δ – это максимальное смещение грунта при действии самого опасного импульса S . Дадим вариант расчетной формулы при сейсмическом срезе, исходя из того, что задана величина δ . Следует подчеркнуть, что на сейсмограммах всегда вместо δ мы видим амплитудный всплеск δ_I , вызванный 1-ым изгибным колебанием маятника или осциллятора, после очень малого начального ударно-волнового сдвига стержня маятника или пружины прибора: $\delta_I = \delta K_{rI}$.

При этом видимый на сейсмограмме всплеск δ_I может на порядки превышать реальные смещение грунта δ , т.е. $\delta_I > \delta$. Здесь K – коэффициент, зависящий от коэффициента затухания колебаний демпфированной пружины; r и r_I коэффициенты ее сдвиговой и изгибной жесткости:

$$\begin{aligned} r &= G_1 l_1^{-1} h_1^2; \quad r_I = 12 E_1 h_1^4 l_1^3 12^{-1} \\ r_1 r^{-1} &= 2,5 h_1^2 l_1^{-2} \\ \delta &= \delta_I 2,5 h_1^2 K^{-1} l_1^{-2}, \end{aligned} \quad (3.8)$$

где G_1 , E_1 , l_1 и h_1 – модули, длина и толщина пружины сейсмометра.

Условие неразрушимости колонны при ударном сдвиге согласно [110] состоит в том, чтобы внешний импульс S не превышал предельно допустимого внутреннего импульса

$$\begin{aligned} S_p &= t_p^{\min} \tau_{\max} A, \quad \text{где } t_p^{\min} = h(V_p^{\max})^{-1}; \\ t_p^{\min} &= hc^{-1}; \quad \tau_{\max} = R_T = G/20 \end{aligned} \quad (3.9)$$

из условия $S = S_p$ имеем

$$\begin{aligned} hAG(20C)^{-1} &= tAGV_b C^{-1} \\ V_b &= 0,1 V_r \end{aligned} \quad (3.10)$$

Отсюда: $0,1tV_r = 0,1\delta \leq h/20$. Т.е. ключевое условие несрезаемости колонны принимает вид $\delta \leq 0,5h$, где δ находится по пику сейсмограммы δ_I согласно (3.8). Если базой сейсмометра служит недеформируемый осциллятор, а обычный маятник, то формула (3.8) принимает иной вид.

В заключение, в качестве основных выводов сформулируем еще раз более развернуто новые принципы и меры эффективной сейсмозащиты, которые мы предлагаем в качестве обязательных.

Во-первых, раз волна сдвига «забегает» в здание через опорные элементы (стены и колонны), значит площадь их поперечного сечения должна быть сведена к минимуму, необходимому для восприятия вертикальной и ветровой нагрузки. Высота этих элементов должна быть достаточна для ограничения их сдвиговых деформаций.

Во-вторых, надо обеспечить неразрушимость этих связей между зданием и его основанием, используя для них материал с высокой прочностью на растяжение и срез (типа стали) и исключить хрупкие материалы.

В-третьих, чтобы бороться с волной, проникшей в здание через связи, можно отсечь ее от здания, поставив внизу на ее пути некий массивный элемент (типа толстой плиты). Эта преграда должна отразить часть волны, а вторую часть рассеять, распределив ее на большую площадь преграды. При этом оставшая верхняя часть здания будет защищена от волнового среза и будет работать лишь на вторичные колебания.

В-четвертых, необходимо обеспечить еще и наличие в здании некой неразрушимой зоны сдвига, где будет локализовано кратковременное взаимное смещение здания и фундамента. Проще всего создать эту зону можно за счет выступающих из грунта «несрезаемых» свай, несущих толстую плиту.

В-пятых, вместо отсечения волны сдвига можно использовать несрезаемые несущие элементы (например, стальной каркас). В этом случае волна сдвига беспрепятственно «бегает» по каркасу, не вызывая его сдвигового разрушения. Но тогда придется предусмотреть специальные меры по обеспечению необрушимости перекрытий и всех второстепенных элементов здания путем соответствующего крепления их к каркасу.

Здание не должно иметь «слабых» зон и обрушаемых элементов. Оно должно воспринимать минимум сейсмической энергии за счет конструктивного решения опорной зоны, и именно это должно являться основой сейсмозащиты.

3.7. Анализ современной теории и практики сейсмозащиты зданий

Недостижимо высокая для нас сейсмостойкость японских и калифорнийских зданий – миф, созданный официальной сейсмической наукой, и что при первом же сильном землетрясении сейсмостойкие здания в Японии и США рухнут так же, как, например, в Армении. Ведь согласно полученным нами результатам, нынешняя официальная резонанско-колебательная сейсмическая доктрина не имеет никакого отношения к реальности, как и все основанные на ней расчеты, нормы проектирования и меры сейсмозащиты.

Катастрофические разрушения в Кобе и Лос-Анджелесе полностью подтвердили правильность наших исследований и прогнозов, продемонстрировали предсказанные схемы сдвигового разрушения (пилоны мостов были срезаны именно так, как мы и предвидели).

Проанализируем, что привело к краху общепринятую доктрину.

Все неудачи сейсмоков и разрушения сейсмостойких зданий были заранее предопределены принятием резонансно-колебательной модели сейсмических разрушений и колебательной формы сейсмических движений грунта. Эта модель была самой удобной для расчета, потому что из временной она вскоре превратилась в постоянную общепринятую официальную доктрину. Однако была весьма сомнительна по многим причинам.

Во-первых, расчет зданий на воздействие записанных сейсмических колебаний грунта никогда не дает реальной схемы разрушения здания.

Во-вторых, почти невероятно, что из всего широчайшего спектра возможных частот колебаний в грунте при землетрясениях возникают именно те частоты, которые близки к собственным частотам зданий, как бы специально для создания в них резонанса.

В-третьих, многочисленные эксперименты говорят о том, что здания почти невозможно разрушить путем возбуждения в них резонансных колебаний, так как они немедленно уходят от резонанса за счет своих неупругих деформаций и трещинообразования.

В-четвертых, в грунте, не способном воспринимать растяжение, в принципе невозможно прохождение таких волн, где циклически меняются знаки скорости грунта и его напряжения (с плюса на минус и обратно). Можно доказать, что при параметрах, взятых из записей приборов, эти волны должны были бы полностью затухнуть вследствие вязкости грунтов уже на расстоянии 8–10 км от эпицентра.

Несмотря на эти очевидные несоответствия, колебательная модель была очень привлекательна, так как позволяла уйти от непредсказуемо сложного расчета на неизвестное истинное сейсмическое воздействие, параметры которого еще предстояло выяснить. Благодаря ей удалось свести весь сложнейший сейсмический расчет к решению обычной динамической задачи о вынужденных колебаниях зданий.

Колебательная модель могла иметь право на монополию при хороших практических результатах ее реализации, но их не было. Оказалось, что модель не позволяет решить главную задачу – защитить здания от землетрясений и исключить их разрушения. За последние 50 лет сеймики увеличили расчетные ускорения в пять раз, не получив, однако, никакого эффекта. Кроме того, они многократно пытались защитить здания, уводя их от резонанса. Для этого, например, их ставили на гибкие железобетонные колонны, но в результате сейсмостойкость зданий, наоборот, резко падала, так как тонкие железобетонные колонны мгновенно разрушались.

венно срезались еще до появления колебаний. Здания удавалось защитить лишь случайно: при использовании в несущих элементах стали или дерева, у которых прочность при срезе и отрыве значительно выше, чем у бетона. Но это делалось скорее интуитивно и вопреки доктрине.

Итак, несостоятельность колебательной доктрины стала очевидной, но чтобы от нее отказаться, пришлось бы признать ошибочность всех сейсмических расчетов и бесполезность всех затрат на сейсмозащиты от несуществующих резонансных колебаний. Поэтому вскоре после волевого принятия колебательной доктрины ее позиции были «подкреплены» получением множества так называемых сейсмограмм и акселерограмм, которые, по официальной версии, подтверждают эту доктрину.

Однако когда мы проанализировали картину сейсмических разрушений множества сооружений, то обнаружили, что их официальное толкование противоречит даже теории сейсмических приборов. Используемые в течение последних ста лет инерционные сейсмические приборы – это, по сути, простые маятники, и потому любой тип движений грунта они представляют в виде колебаний, не имеющих ничего общего с этим движением.

Начнем с анализа графиков, записанных сейсмометрами, которые принято считать точным отображением реальных гармонических колебаний грунта. Однако это не так, поскольку общеизвестно, что при землетрясениях всегда происходят большие поступательные односторонние смещения грунта во всем регионе, охваченном землетрясением. Они направлены от эпицентра и лежат в интервале от десятков сантиметров до нескольких метров. Впрочем, если верить сейсмограммам, то амплитудные смещения грунта не превышают 10–20 см, и, в конечном счете, любые сейсмические смещения вообще всегда равны нулю (это нелепо, но так и должно быть при колебаниях маятника), т.е. зафиксированные на графиках колебания массы сейсмометра вовсе не означают наличия аналогичных колебаний грунта. Инерционные приборы на сейсмограммах отражают вовсе иные – импульсные, а не колебательные воздействия грунта. Кроме того, они вообще не способны отображать его реальные поступательные смещения.

В связи с их явным несоответствием реальности сеймики стараются применять ее сейсмограммы, а акселерограмм, ошибочность которых кажется не столь заметной и которые всегда не соответствуют сейсмограммам. Тем не менее, тот факт, что акселерограммы таковыми вовсе не являются, тоже очевиден. Ведь, согласно теории акселерометров, среди множества затухающих гармоник, которые может записать акселерометр, акселерограмм обязательно должна быть незатухающей гармоникой, где нет всплесков и резонансного искажения, где давно затухли собственные колебания прибора и установился стационарный режим незатухающих вынужденных колебаний. В реальных же акселерограм-

мах, записанных при землетрясениях, все обстоит как раз наоборот: они состоят из всплесков и резких затуханий, явно отражающих наличие в них собственных затухающих колебаний масс приборов. Каждый новый всплеск на псевдоакселерограммах говорит о появлении скачков в нагрузке или в ее производной. Результат этого есть непрерывное возобновление собственных колебаний прибора, абсолютно не похожих на вызвавшее их движение грунта, что возможно лишь при воздействии серии ударных импульсов в грунте, которые отображаются в колебаниях акселерометров.

Итак, мы выяснили, что записи колебательных сейсмических приборов до сих пор трактовались неверно, и они пока не дали почти никакой достоверной информации о землетрясениях, т.е. мы по-прежнему находимся в информационном вакууме и защищаемся от воображаемой, а не от реальной опасности.

Помимо этих записей имеется еще множество иных источников информации о сейсмических воздействиях: это все объекты, подвергшиеся разрушительным воздействиям землетрясений. Вот основные разрушения и деформации, в которых отразилось ударно-волновое воздействие: макро- и микротрещины в несущих элементах зданий; разрывы проводов ЛЭП; срезание анкерных болтов в трансформаторах ЛЭП; сбрасывание зданий с фундаментов; срезы высоких и низких труб, опор мостов и эстакад; отрывы породы или бетона вдоль вертикальных плоскостей горных выработок, тоннелей, шахт и иных подземных сооружений; боковое раздавливание подземных трубопроводов; разрывы водопроводов, рельсов и кабелей; разрушения горных пород; выбрасывание камней из грунта и т.д.

Можно ли извлечь какую-то конкретную информацию из картины перечисленных разрушений, ведь задача воспроизведения воздействия по характеру разрушения очень сложна и не имеет единственного решения? Например, на основе анализа специфической системы сейсмических микротрещин в железобетонных колоннах можно установить параметры ударно-волновых сейсмических напряжений и массовых скоростей, а также ускорений, скоростей нагружения и времени воздействия.

К сожалению, большинство специалистов вообще не знакомы со специфическими приемами воспроизведения воздействий по разрушениям, поэтому информация, полученная путем решения этих обратных задач, не является для них авторитетной, следовательно, сначала необходимо получить нужную информацию путем стандартных инструментальных измерений. Для этого надо поставить высокочувствительные приборы в режиме ожидания в сейсмоопасных зонах. В связи с изложенным Министерство по чрезвычайным ситуациям приняло решение начать реализацию этой программы. Намечено установить на Камчатке группу высокоточных приборов, которые способны охватить очень ши-

рокий диапазон ускорений (от 1000 до 1 000 000 м/с²) и зарегистрировать их.

Но когда будут, наконец, зафиксированы гигантские ударно-волновые ускорения грунта в тысячи и даже в сотни тысяч метров на секунду в квадрате, то каким же образом мы сможем от них защититься, если сейчас максимальное расчетное колебательное ускорение не превышает 5 м/с²?

Неужели придется в тысячи раз увеличивать прочность или толщину строительных конструкций? Разумеется, нет. Свойства ударно-волнового сейсмического воздействия и их специфика однозначно определяют отвечающие им новые принципы эффективной сейсмозащиты, которые состоят в следующем.

Во-первых, раз волна сдвига «забегает» в здание через его опорные элементы (стены и колонны), значит, площадь их поперечного сечения должна быть минимально необходимой для восприятия вертикальной и ветровой нагрузок. Иными словами, надо отказаться от массивных фундаментов и перейти на свайные основания, одновременно исключив срез свай.

Во-вторых, надо обеспечить неразрушимость этих связей между зданием и его основанием, используя для них материал с высокой прочностью при растяжении и срезе (типа стали). В частности, надземная часть оголовников свай должна быть усилена стальными обоймами.

В-третьих, для борьбы с волной, проникшей в здание через связи, можно отсечь ее от здания, поставив внизу на ее пути некий массивный элемент. Эта преграда должна отразить часть волны, а вторую часть – рассеять, распределив ее на площадь преграды. При этом остальная верхняя часть здания будет защищена от волнового среза. Такой преградой может стать толстая надземная железобетонная плита, лежащая на песчаной подушке и на выступающих сваях.

В-четвертых, надо обеспечить наличие в здании неразрушимой зоны сдвига за счет выступающих концов свай, где будет локализовано кратковременное взаимное смещение здания и фундамента. Следует отказаться от подвальных помещений и земляных работ нулевого цикла, нарушающих цельность грунтов.

В-пятых, вместо отсечения волны сдвига можно использовать нерезаемые несущие элементы, например стальной каркас. В этом случае волна сдвига беспрепятственно «бежит» по каркасу, не вызывая его сдвигового разрушения. Правда, при этом придется предусмотреть специальные меры по обеспечению необрушимости перекрытий и всех второстепенных элементов здания за счет их крепления к каркасу.

4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И ПРИМЕР РАСЧЕТА

Разработка новых, развитие и совершенствование существующих методов оценки сейсмостойкости невозможны без экспериментального изучения действительной работы материалов конструкций под нагрузкой. Это связано с тем, что, во-первых, результаты экспериментальных исследований все чаще включаются в процесс расчета инженерных сооружений на сейсмостойкость и становятся их неотъемлемой составной частью; во вторых, результаты экспериментальных исследований выполняют роль эталона, с которым сверяют результаты, полученные расчетным путем. Поэтому основным предназначением сейсмоплатформы является установление общих качественных закономерностей сейсмических колебаний инженерных сооружений, и изучение эффективности того или иного конструктивного решения в зависимости от характера и интенсивности колебаний оснований.

Как известно, движение частиц грунта при землетрясениях происходит по весьма сложной пространственной траектории и не подчиняется какой-либо математической закономерности. Однако практика проектирования инженерных сооружений, расположенных в сейсмических районах, показывает, что достаточно учитывать сейсмическое движение в одной из главных плоскостей сооружения и при этом лишь его горизонтальную компоненту, как наиболее опасную для сооружения.

Поэтому испытание конструкций или их моделей на сейсмических платформах, воспроизводящих горизонтальные колебания основания сооружений в этом направлении по определенному закону, в достаточной степени удовлетворяет требованиям экспериментального исследования вопросов сейсмостойкости.

Целью настоящих исследований является попытка рационализации, упрощения и удешевления процесса разработки, конструирования и создания принципиально новых типов сейсмостойких зданий. Эту задачу, возможно, будет решить, если мы сможем спрогнозировать реальный уровень сейсмостойкости таких новых зданий заранее (до их возведения) с помощью испытания их моделей на виброплатформе, моделирующей реальные сейсмические колебания грунта с предельно допустимыми ускорениями. Именно эту возможность намерены проверить и исследовать с помощью настоящих экспериментов. Для решения

поставленной задачи нам необходимо будет доказать, что реальные здания и сооружения при землетрясениях разрушаются при том же уровне ускорений a_3 , что и их модели, подверженные воздействию также гармонических колебаний, произведенных виброплатформами с ускорениями a_n , то есть нам надо доказать, что $a_3 \approx a_n$. Для достижения указанной цели мы выбрали глинобитные здания и их модели: план, разрез, фасад, которые представлены на рис. 4.1 (а, б, в).



Рис. 4.1 (а)

а) Общий вид; б) План на отм. +1,000; в) Разрез.

Фундамент здания и его модели были выполнены в виде сплошной толстой плиты, изготовленной из металла.

Перекрытия и кровля здания и его модели выполнены из дерева. Кровля четырехскатная, опирающаяся на треугольные фермы.

Следует констатировать, что контроль величин ускорения, создаваемого виброплатформой, с помощью контрольного акселерометра не является строго обязательным в наших экспериментах, так как величина ускорения a_n является абсолютно точной и часто используется при тестировании точности показаний акселерометров.

Согласно многочисленным зафиксированным фактам разрушения глинобитных зданий, попавших в зоны интенсивного сейсмического воздействия, уровень ускорений был зафиксирован акселерометрами. При землетрясениях, нам известно из [157, 159, 166, 158, 23, 155, 68], что глинобитные здания всегда разрушаются уже при уровне сейсмических колебательных ускорений $a_3 = 0,2g$ [157, 159, 166, 158, 23, 155, 68].

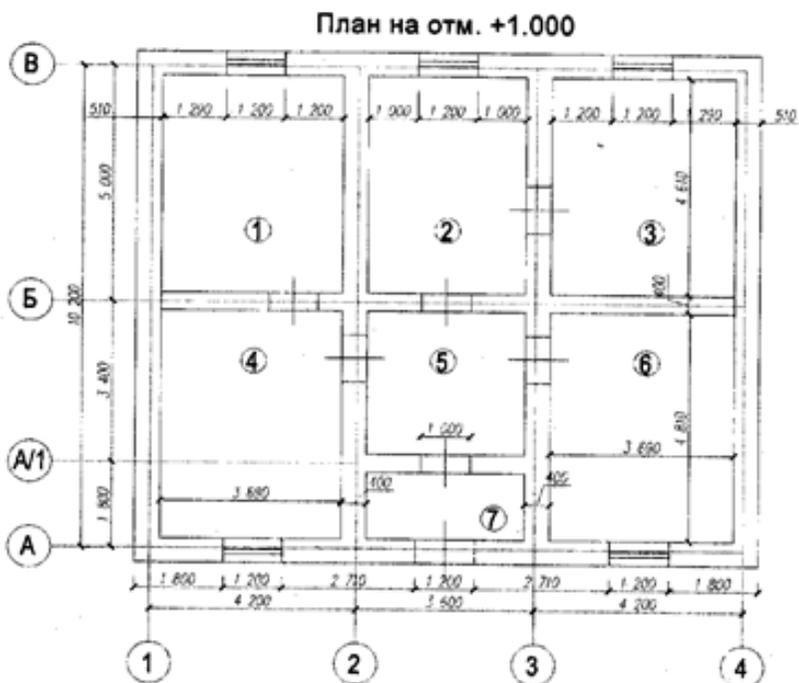


Рис. 4.1 (б)

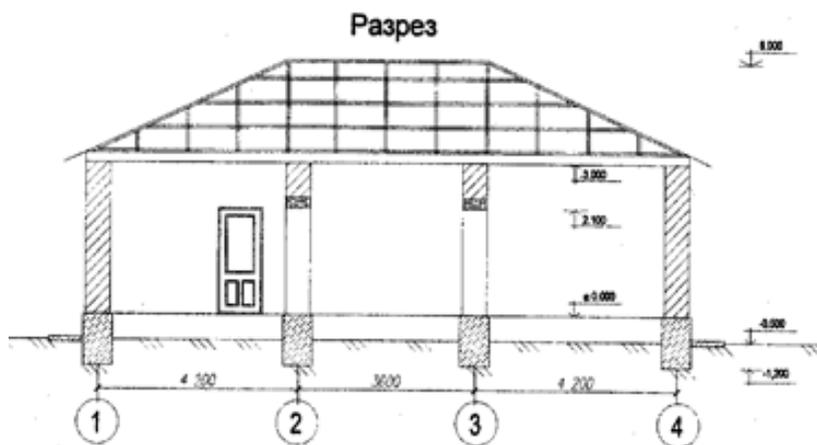


Рис. 4.1 (в)

В связи с этим ожидается, что модель здания, поставленного на колеблющуюся платформу, должна разрушиться при достаточно близкой к a_3 величине ускорения a_n , создаваемого платформой порядка $a_n < 0,3g$.

При таком совпадении величин a_3 и a_n , у нас будет возможность утверждать, что мы сможем спрогнозировать уровень ожидаемой сейсмостойкости интересующего нас нового сейсмостойкого типа зданий и уровень предельно допустимых для них ускорений a_3 на основе предварительного испытания их моделей на виброплатформе, моделирующие реальные сейсмические колебания грунта.

В результате этих испытаний должна быть найдена величина ускорения a_n , разрушающего эти модели, которая должна оказаться очень близкой к величине a_3 .

Сейсмические ускорения $a_3 \approx a_n$, именно при таком ускорении должны будут разрушаться реальные сейсмостойкие здания данного нового типа, во время сильных землетрясений.

Кроме того, если схемы разрушения наших испытуемых моделей совпадут с известными нам реальными схемами разрушения глинобитных зданий, зафиксированные во время землетрясений, то тогда мы сможем с полным основанием прогнозировать на этой основе ожидаемые схемы разрушения проектируемых сейсмостойких зданий нового типа.

На этой основе также сможем вносить дополнительные изменения в их конструкцию, повышающие их сейсмостойкость.

Теперь остановимся на известном из [157, 159, 166, 158, 23, 155, 68] характере и схемах фактических разрушений глинобитных зданий при землетрясениях, а также на типе разрушения их моделей, которые должны будут возникнуть в наших экспериментах.

Как известно, основным элементом, по утвержденным сейсмическим разрушениям, в зданиях связевого типа всегда являются стены и простенки (при наличии существенных проемов). То же справедливо и для зданий с глинобитными стенами.

При горизонтальных колебательных сейсмических воздействиях, играющих решающую роль в разрушении вертикальных несущих элементов (т.е. стен) в стенах и простенках, возникают косые или крестовые реже вертикальные магистральные трещины, которые, как правило, совпадают с участками локальных дефектов в стенах.

Точно такие же схемы разрушения мы ожидаем получить также и в стенах и простенках испытываемых моделей.

4.1. Теоретические исследования

Прочностной расчет глинобитного дома и его модели соответственно на воздействие низкочастотных сейсмических колебаний грунта и на воздействие колебаний виброплатформы с различной частотой

Специфика расчета жестких зданий на воздействие сейсмических колебаний грунта

Одноэтажные глинобитные здания с толстыми наружными стенами и перегородками (как и аналогичные одноэтажные кирпичные здания) являются (с точки зрения их расчета на воздействие низкочастотных сейсмических колебаний грунта) абсолютно жесткими объектами в том смысле, что в них невозможно возникновение сейсмического резонанса.

Ввиду их весьма высокой сдвиговой жесткости собственная частота ω_{30} их сдвиговых колебаний на 2 порядка выше, чем частота ω_{zp} сейсмических колебаний грунта. Известно, что при землетрясениях техническая частота n_{zp} колебаний грунта обычно находится в интервале от 0,2 герц до 3 герц, а круговая частота $\omega_{zp} = 2\pi n$. При этом собственная частота колебаний одноэтажных связевых зданий (т.е. зданий с несущими стенами) n_{30} составляет сотни герц.

В связи с этим при воздействии гармонических колебаний коэффициент динамичности для этих зданий всегда равен единице ($\beta_i = 1$) [157].

В связи с этим, для жестких зданий разрушительный эффект от воздействия сейсмических колебаний (согласно классической теории [157]) зависит только от величины ускорений a_3 в этих колебаниях и не зависит от конкретного сочетания их частоты ω_{zp} и амплитуды Δ_{zp} , которое определяет конкретную величину разрушающего ускорения a_3 в формуле

$$a_c = \Delta_{ad} \cdot \omega_{ad}^2.$$

Иначе говоря, только величина ускорения сейсмических колебаний a_3 целиком определяет сейсмическую разрушимость жестких зданий и их моделей (согласно официальной версии [157]).

Именно это свойство жестких зданий позволяет нам вполне обоснованно сопоставлять главные разрушающие факторы, т.е. величины разрушающих ускорений для зданий и их моделей, ожидая при этом их почти полного совпадения (т.е. можно не заботиться о совпадении величин двух воздействующих частот – колебаний ω_3 , и $\omega_{пл}$).

4.2. Определение величины разрушительного ускорения a_3 для изгибаемых стен одноэтажного глинобитного здания, при воздействии сейсмических колебаний грунта на его основание на основе прочностного расчета

Анализ и строгий прочностной расчет показывают, что наиболее уязвимыми элементами одноэтажного связевого здания при воздействии на него низкочастотных гармонических колебаний его грунтового основания являются те его наружные стены, которые расположены поперек направления колебаний грунта (или виброплатформы для модели здания).

Такие стены, при воздействии на них перпендикулярного к их плоскости ускорения a_3 , работают как обычные изгибаемые плиты, опертые либо на 4 либо на 2 стороны, под воздействием равномерно-распределенной нагрузки g ($\text{Тс}/\text{м}^2$), определяемый по формуле $g = a_3 \cdot m$, где m – это масса 1 м^2 стены толщиной Δ (м), имеющей плотность ρ ($\text{т}/\text{м}^3$) и прочность на растяжение R ($\text{Тс}/\text{м}^2$) Тс – тонна-сила (при этом $m = \Delta \cdot \rho l^2(m)$),

Изгибаемая под действием горизонтального ускорения a стена разрушается путем её излома как обычная плита, опертая по контуру (или по 2 сторонам). Излом происходит в виде общеизвестного механизма типа «конверт» рис. 4.2.

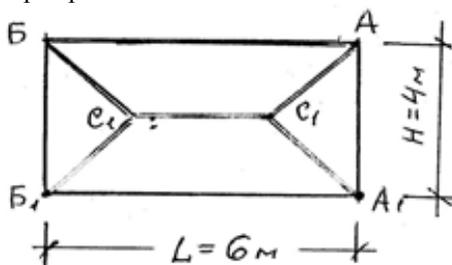


Рис. 4.2. Схема излома наружной стены от сейсмического ускорения a в модели № 1

В нашем случае наиболее опасным является участок AA_1B_1B поперечной стены данный на рис. 4.2 и 4.3.

В запас прочности, считаем, что он работает как плита, свободно опертая на 2 стороны AB и A_1B_1 .

Учитываем, что сухая глина в отличие от железобетона является хрупким материалом и пренебрегаем защемлением по этим сторонам материалом и разгружающим эффектом от опирания на короткие стороны AA_1 и BB_1 .

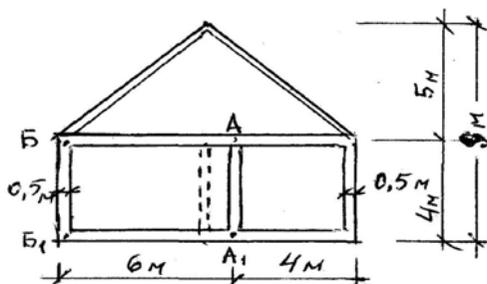


Рис. 4.3. Разрез здания по 1-1

В этом случае внешний максимальный изгибающий момент в середине пролета H плиты (т.е. стены), действующий на 1 погонный метр линии C_1C_1 по нормали к линии C_1C_1 (рис. 4.3) равен $M_g = \frac{gH^2}{8}$ учтя, что $g = a \cdot m = \alpha \rho \Delta t^2$, найдем, что

$$M_g = \frac{1}{8} \alpha \rho \Delta H^2 \quad (3.11)$$

Несущая способность изгибаемой глинобитной стены, работающей как изгибаемая плита, равна предельному моменту M_R , который может воспринять 1 погонный метр стены толщиной Δ в момент нагружения, предшествующий её излому по линии C_1C_1 , и 4-м наклонным линиям (рис. 4.2).

$$M_R = WR, \quad (3.12)$$

где W – момент сопротивления на изгиб одного погонного метра стены толщиной Δ , R – это предел прочности сухой уплотненной глины.

$$M_R = \frac{1\Delta^2}{6} R \quad (3.13)$$

Приравняв величины M_g и M_R найдем искомую формулу для теоретической величины разрушающего ускорения грунта a_3 , при котором должны треснуть, изломиться и вывести целиком из строя стены жесткого здания, перпендикулярные к направлению колебаний.

$$M_g = \frac{1}{8} \alpha_c \rho \Delta H^2 = \frac{1}{6} \Delta^2 R = M_R \quad (3.14)$$

Отсюда имеем

$$a_3^{изл} = \frac{6R\Delta}{8\rho H^2} \quad (3.15)$$

Учтя, что в нашей модели $\Delta = H/8$ находим, что в нашем случае

$$a_3^{изл} = 1/6 \cdot R/\rho H \quad (3.16)$$

Принимаем, что плотность ρ сухой уплотненной глины равна $\rho = 2m/t^3$, а прочность такой глины на разрыв $R = 3 \text{ кг/см}^2 = 30 \text{ Тс/м}^2$.

Согласно (4), находим $a_3^{изл} = \frac{1}{6} \frac{30 \frac{\text{Тс}}{\text{м}^2}}{2 \frac{\text{Т}}{\text{м}^3}} = \frac{5 \text{ Тс}}{8 \text{ м}}$. Учтя, что

$$1 \text{ Тс} = 9,8 \text{ м/с}^2 \cdot 1 \text{ м}$$

получим:

$$a_3^{изл} = \frac{5}{8} 9,8 \text{ м/с}^2 = \frac{5}{8} g \text{ или } a_3^{изл} = 0,62g. \quad (3.17)$$

Итак, согласно строгим теоретическим расчетам, в нашем глинобитном здании при сейсмических колебаниях грунта должны изломиться его поперечные стены при ускорениях $a_3^{изл} = 0,62g$. Очевидно, что величина $a_3^{изл}$ согласно формулам (2.3.1–2.3.6) очень существенно зависит от толщины Δ и высоты H стены.

Отметим, что при реальных землетрясениях такие здания всегда разрушаются только путем среза их стен при сейсмических ускорениях $a_3^{cp} = 0,2g$. Очень важно то, что эта величина a_3^{cp} абсолютно не зависит от толщины стен Δ , а также от их высоты H и пролета L , что не имеет объяснения в рамках колебательной теории разрушения.

При этом разрушение стен путем их излома никогда не возникает и не встречается в реальности.

Что касается величины теоретического разрушающего ускорения a_3^{cp} , при котором стена жесткого здания должна разрушиться путем среза с образованием наклонной трещины, то согласно строгому прочностному расчету эта величина a_3^{cp} примерно в 10 раз больше, чем величина $a_3^{изл}$, т.е. составляет примерно $a_3^{cp} > 6g$ что в 30 раз больше чем реальная величина $a_3^{cp} = 0,2g$.

Данные противоречия между строгими теоретическими расчетами величин сейсмической прочности и схем разрушения в зданиях и их

моделей реальными разрушающими ускорением и схемами их сейсмических разрежений при землетрясениях требует осмысления и анализов в дальнейшем.

Полученные нами результаты экспериментов не позволили решить поставленную нами конкретную задачу.

Тем не менее, результаты имеют очень большое значение и представляют большой интерес для углубления и развития существующих представлений и знаний о реальном механизме сейсмических разрушений зданий.

Эти результаты требуют всестороннего осмысления и анализа, как со стороны узких специалистов, так и со стороны широкой научной общественности. Это необходимо в целях повышения уровня сейсмозащиты нашего населения, его жилища, а также всех гражданских и промышленных зданий и сооружений.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Опыт всех последних разрушительных землетрясений и анализ их последствий неопровержимо говорит о том, что проблема надежной сейсмозащиты граждан и их жилища до сих пор так и не решена. Особенно ярко и трагично это было продемонстрировано в японском г. Кобе при землетрясении в январе 1995 г., где были разрушены самые современные и сейсмостойкие здания из стали и железобетона.

Практика показывает, что даже если здание запроектировано в точном соответствии с требованиями сейсмических «Норм», то это вовсе не гарантирует его защиту от разрушения при неопасном сейсмическом воздействии, которое ниже расчетного уровня. Это происходит, несмотря на то, что в последние десятилетия во всех сейсмических «Нормах» и «Кодах» величины расчетных ускорений грунта волевым путем были увеличены в 4–5 раз без объяснения причин. Если в обычном строительстве факт разрушения здания считается ЧП, то в сфере «сейсмостойкого» строительства это «по существу» превратилось в норму. Этот парадокс уже никого не смущает, притом, что официальная колебательная сейсмическая нагрузка далеко не является самой опасной среди всех известных нам типов нагрузок на сооружения.

В настоящее время специалисты полностью игнорируют ту информацию о реальном сейсмическом воздействии, которая содержится в картинах сейсмических разрушений. Кроме того, они не объясняют, почему они даже не стремятся измерить сейсмические напряжения в колоннах и стенах зданий, которые как раз и служат непосредственной причиной их разрушений.

Мы поставили перед собой цель впервые решить эту ключевую задачу. Это позволит нам путем прямого эксперимента доказать правильность своих теоретических построений. Для этого потребуется замерить реальные сейсмические напряжения в простой модели здания и сравнить их с официальными напряжениями в ней же, найденными по записанной здесь акселерограмме. Мы уверены, что реальные сейсмические напряжения, впервые замеренные нами с помощью тензометров, окажутся на порядок выше, чем те, которые дает нам акселерограмма.

В дальнейшем предстоит разработать совокупность защитных приемов для повышения сейсмостойкости любых существующих зданий в зависимости от типа и особенностей их конструкций.

До тех пор, пока характер и параметры истинного разрушительного сейсмического воздействия остаются неизвестными и не будут найдены, нет возможности проводить строгие прочностные расчеты зданий. Именно поэтому в качестве вынужденной меры их следует заменить предложенными в работе конструктивными ограничениями, которые должны быть вполне достаточны для обеспечения сейсмической прочности зданий. При этом в СНиПе пока придется сохранить существующие прочностные расчеты, внося в них необходимые коррективы и дополнения, которые облегчат их использование для инженеров-проектировщиков.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Айзенберг Я.М.* и др. Сейсмоизоляция и адаптивные системы сейсмозащиты. М.: Наука, 1983. 140 с.
2. *Ашрабов А.Б., Рассказовский В.Т., Мартемьянов А.И.* Проектирование, возведение и восстановление зданий в сейсмических районах. Ташкент: Узбекистан, 1968. 484 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. СНиП II-56-77. М.: 1977. С. 60.
4. *Болотин В.В.* Статистические методы в строительной механике. М., 1965. 225 с.
5. *Бородин Л.А.* Расчет протяженных систем с податливыми в плане перекрытиями на сейсмическую нагрузку. Сейсмостойкое строительство. 1974, № 5. С. 18–20.
6. *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.
7. *Воронов А.А.* Сейсмостойкость одноэтажных каркасных зданий при знакопеременном нелинейном деформировании железобетонных колонн. Дис. на соиск. уч. степени к.т.н. Казань, 2000. 194 с.
8. Газлийские землетрясения 1976 г. (инженерный анализ последствий). М.: Наука, 1982. 196 с.
9. *Гольденблат И.И.* О возможности построения стохастической теории сейсмостойкости. М.: Госстройиздат, 1968. С. 106.
10. *Гольденблат И.И., Николаенко Н.А.* Расчет конструкций на действие сейсмических сил. М.: Госстройиздат, 1961. С. 350.
11. Европейская сейсмологическая комиссия, XIX Генеральная ассамблея, тезисы докладов. М., 1984. 175 с.
12. Железобетонные стены сейсмостойких зданий, Совместное издание СССР-Греция, Москва, Стройиздат, 1988. 501 с.
13. *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.
14. *Завриев К.С.* Динамическая теория сейсмостойкости. Тбилиси: 1936. 258 с.

15. *Завриев К.С.* Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость. Изв. Тифлисского политехнического ин-та, 1928. С. 115–132.
16. *Завриев К.С., Назаров А.Г., Айзенберг Я.М., Дарбинян С.С., Карцивадзе Г.Н., Рассказовский В.Т., Хачиян Э.Е., Шагинян С.А.* Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. М.: СИ, 1970. 224 с.
17. *Зулпуев А.М.* Основы метода сосредоточенных деформаций в расчете железобетонных стержневых и плоскостных конструкций в многоэтажных зданиях. Ташкент, 2004. 204 с.
18. *Икрамов С., Маилян Л.* Расчет и проектирование железобетонных статически неопределимых балок. Ташкент: Укитувчи, 1993. 294 с.
19. *Ильичев В.А.* Особенности возведения фундаментов в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1982. 67 с.
20. Инструкция по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений. М.: Госстройиздат, 1962. 42 с.
21. *Казина Г.А., Килимник Л.Ш.* Конструкции сейсмостойких зданий в зарубежном строительстве (обзор). М.: ЦИНИС Госстроя СССР, 1974. 60 с.
22. Каменные конструкции. Правила производства и приемки работ СНиП И1-В.4-72. М.: Стройиздат, 1972. 95 с.
23. Карпатское землетрясение 1986 г. / Под ред. А.В. Друмя, Н.В. Шибалина, Н.Н. Складнева, С.С. Графова, В.И. Ойзермана. Кишинев: Штиинца, 1990. 334 с.
24. *Карцивадзе Г.Н., Медведев С.В., Нанетваридзе Ш.Г.* Сейсмостойкое строительство за рубежом. М.: Госстройиздат, 1962. 225 с.
25. *Корчинский И.Л.* Расчет сооружений на сейсмические воздействия, научное сообщение ЦНИИПСа, вып. 14. М.: Госстройиздат, 1954. 134 с.
26. *Корчинский И.Л.* Расчет строительных конструкций на вибрационную нагрузку. М.: Стройиздат, 1948. 218 с.
27. *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.
28. *Корчинский И.Л., Поляков С.В. и др.* Основы проектирования зданий в сейсмических районах. М.: Госстройиздат, 1961. 488 с.
29. *Корчинский И.Л., Ржевский В.А.* Исследование прочности железобетонных конструкций при действии нагрузок типа сейсмических. Бетон и железобетон, 1966, № 1. С. 25–34.
30. *Қутуев М.Д., Укуев Б.Т., Матозимов Б.С., Мамбетов Э.М.* Теория и практика сейсмозащиты сооружений. Бишкек, 2010. 372 с.

31. Ликвидация последствий Ташкентского землетрясения. Ташкент: ФАН, 1972. 246 с.
32. *Лятхер В.М., Фролова Н.И.* Вероятностное задание сейсмических воздействий. Изв. АН СССР, № 7, 1980. С. 35–47.
33. *Маматов Ж.Ы., Кожобаев Д.Ш., Матозимов Б.С., Ордобаев Б.С.* Некоторые вопросы сейсмостойкости дошкольных учреждений на примере Баткенской области. Наука и новые технологии, № 9, 2012, С. 12–15.
34. *Маматов Ж.Ы., Кожобаев Д.Ш., Ордобаев Б.С., Матозимов Б.С., Сансызбаев С.М.* О влиянии направленного взрыва при строительстве ГЭС Камбар-Ата–2 на здания и сооружения, находящиеся вне окрестности, Наука и новые технологии, № 3, Бишкек, 2010. С. 28–32.
35. *Маматов Ж.Ы., Кожобаев Ж.Ш., Матозимов Б.С., Ордобаев Б.С.* Анализ результатов серии экспериментов малоэтажных зданий, проведенных на сейсмоплатформе КГУСТА им. Н. Исанова, Вестник КГУСТА, 3(41), Бишкек, 2013. С. 214–219.
36. *Мартемьянов А.И.* Инженерный анализ последствий землетрясений 1946 и 1966 гг. в Ташкенте. Ташкент: ФАН, 1967. 197 с.
37. *Мартемьянов А.И., Бобров Ф.В.* О дальнейшем совершенствовании норм сейсмостойкого строительства. Строительная механика и расчёт сооружений, 1983, № 4, С. 39–41.
38. *Мартемьянов А.И., Ширин В.В.* Способы восстановления зданий и сооружений, поврежденных землетрясением. М.: Стройиздат, 1978. 204 с.
39. *Мартемьянов А.И.* Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах. М.: СИ, 1985. 254 с.
40. *Медведев С.В.* Инженерная сейсмология. М.: Госстройиздат, 1962. 284 с.
41. *Медведев С.В., Шпонхойер В., Карник В.* Шкала сейсмической интенсивности MSK-64. М.: Наука, 1965. 18 с.
42. Методика инженерного анализа обследования последствий землетрясений. М.: Стройиздат, 1980. 147 с.
43. *Мкртычев О.В., Джинчелашвили Г.А.* Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения). М.: 2012. 192 с.
44. *Назаров А.Г.* Метод инженерного анализа сейсмических сил, издательство АН Арм. ССР. Ереван, 1959. 141 с.
45. *Назаров А.Г.* О механическом подобии твердых тел. Ереван, 1965. 128 с.
46. *Напетваридзе Ш.Г.* Некоторые задачи инженерной сейсмологии. Тбилиси, Мецниереба, 1973. 206 с.

47. *Николаенко Н.А.* Вероятностные методы динамического расчета машиностроительных конструкций. М.: Машиностроение, 1966. 215 с.
48. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Под ред. А.А. Гвоздева. М.: СИ, 1978. 208 с.
49. Нормы и правила строительства в сейсмических районах (СН 8-57) М.: Стройиздат, 1957. 66 с.
50. *Ньюмарк Н., Розенблюэт Э.* Основы сейсмостойкого строительства. М.: Стройиздат, 1980. 215 с.
51. *Окамото Ш.* Сейсмостойкость инженерных сооружений. М.: СИ, 1980. 344 с.
52. *Ордобаев Б.С.* Особенности работы зданий при импульсных воздействиях и мера сейсмозащиты. Наука и Новые технологии № 1, 2012. С. 22–25.
53. *Ордобаев Б.С.* Сейсмический срез зданий глубинными сейсмическими волнами, Наука и Новые технологии, № 4, Бишкек, 2011. С. 47–50.
54. *Ордобаев Б.С., Айдаралиев Б.Р., Кагиров А.Г., Шефер Ю.В.* Контроль сейсмических разрушений зданий ударными пьезометрическими датчиками. Журнал Российского общества по неразрушающему контролю и технической диагностике (РОНКТД). Контроль. Диагностика. НИТПУ, №13, Томск, 2012. С. 183–185.
55. *Ордобаев Б.С., Бактыгулов К.Б.* Опасные природные процессы: Учебник для вузов. Бишкек: Айат, 2014. 244 с.
56. *Ордобаев Б.С., Егембердиева К.А.* Некоторые вопросы по ударно-волновой концепции сейсмического разрушения сооружений: Известия ВУЗов № 7, Бишкек, 2012. С. 29–32.
57. *Ордобаев Б.С., Егембердиева К.А.* Исследование форм сейсмических разрушений зданий при воздействии сейсмических нагрузок, Наука и Новые технологии № 9, Бишкек, 2012. С. 61–65.
58. *Ордобаев Б.С., Егембердиева К.А.* Некоторые исследования о наличии информации о реальных параметрах сейсмических воздействий. Известия ВУЗов № 7, Бишкек, 2012. С. 19–23.
59. *Ордобаев Б.С., Егембердиева К.А.* Некоторые исследования причин разрушения «Сейсмостойких» зданий. Наука и Новые технологии-№ 9, Бишкек, 2012. С. 50–54.
60. *Ордобаев Б.С., Кадыралиева К.О., Кенжетаев К.И., Бактыгулов К.Б., Рыспаев Д.А., Шаназарова А.С., Шабикова Г.А.* Обследование, диагностика и испытание строительных конструкций. Бишкек: КРСУ, 2013. 74 с.
61. *Ордобаев Б.С., Маматов Ж.Ы., Кенжетаев К.И., Кожобаев Д.Ш., Матозимов Б.С., Орозалиев Б.К.* Рекомендация по расчету, проек-

- тированию и усилению жилых домов из саманно-сырцово-й кладки в сейсмических районах Кыргызской Республики. Учебное пособие. Бишкек, 2011. 48 с.
62. Основания зданий и сооружений, СНиП И-15-74. М.: Стройиздат, 1975. 62 с.
 63. *Поляков С.В.* К оценке спектрального, состава колебаний сооружений при землетрясениях по данным зарубежных исследований и норм. Строительная механика и расчет сооружений, 1978, № 2, с. 12–14.
 64. *Поляков С.В.* Сейсмостойкие конструкции зданий (основы теории сейсмостойкости). М.: Высшая школа, 1983. 304 с.
 65. *Поляков С.В.* Сейсмостойкие конструкции зданий. М.: Высшая школа, 1969. 333 с.
 66. *Поляков С.В., Айзенберг Я.М., Ойзерман В.И.* О проекте новой главы СНиП II-7 «Строительные сооружения в сейсмических районах». Строительная механика и расчет сооружений, 1979, № 4. С. 19–21.
 67. *Поляков С.В., Килимник Л.Ш., Солдатова Л.Л.* Опыт возведения зданий с сейсмоизолирующим поясом в фундаменте. М.: Стройиздат, 1984. 31 с.
 68. Поляков С.В. Последствие сильных землетрясений. М.: СИ, 1978. 312 с.
 69. *Поляков С.В., Килимник Л.Ш., Черкашин А.В.* Современные методы сейсмозащиты зданий. М.: СИ. 320 с.
 70. *Поляков С.В., Сафаргалиев С.М.* Сейсмостойкость зданий с несущими кирпичными стенами. Алма-Ата, Казахстан, 1988. 188 с.
 71. Предсказание землетрясений / Под ред. Е.Ф. Саваренского. М.: Мио, 1968. 114 с.
 72. *Рассказовский В.Т.* Основы физических методов определения сейсмических воздействий. Ташкент: ФАН, 1973, С. 6–43.
 73. *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.
 74. *Рудаев Я.И., Сеитов Б.М.* О механической прочности бетона при сжатии // Материалы XIX конференции по механике (30 мая – 2 июня 2001 г.), Санкт-Петербургский дом ученых. НЦ РАН, 2001. Т. 3. С. 71–74.
 75. Сейсмическая шкала и методы измерения сейсмической интенсивности / Под ред. А.Г. Назарова и Н.В. Шебалина. М.: Наука, 1975. 279 с.

76. Сейсмическое районирование территории СССР / Под ред. В.И. Бунэ и Г.П. Горшкова. М.: Наука, 1980. 307 с.
77. Сейсмостойкое строительство зданий / Под ред. И.Л. Корчинского. М.: Высшая школа, 1971. 319 с.
78. *Сеитов Б.К., Ордобаев Б.С., Шабикова Г.А., Атамбек у. М.* Использование теории предельного равновесия в расчетах железобетонных конструкций в чрезвычайных ситуациях. МНПК «О Кыргызско-Российском сотрудничестве за период 1785–2013 гг. и его перспективах», посвященная XX-летию КРСУ, 85-летию со дня рождения Чынгыза Айтматова, 20-летию Международной общественной айтматовской академии». Бишкек: Айат, 2013. С.129–134.
79. *Сеитов Б.М.* Вероятностное моделирование надежности строительных конструкций. Бишкек: КРСУ, 2002. 231 с.
80. *Сеитов Б.М.* Исследование надежности внецентренно-сжатых железобетонных конструкций методами теории вероятности. Бишкек: КГУСТА, 2002. С. 45–56.
81. *Сеитов Б.М.* О механической прочности бетона при сжатии. Журнал «Наука и новые технологии». Бишкек, 2000. № 3. С. 67–73.
82. *Сеитов Б.М.* Об оптимизации экономических показателей надежности на стадии проектирования конструкций // Известия ВУЗов Кыргызской Республики, 2002. 8 с.
83. *Сеитов Б.М.* Оценка несущей способности строительных конструкций методами математической статистики // Сборник Научных трудов КГУСТА, Бишкек: КГУСТА, 2002. Выпуск № 11. 10 с.
84. *Сеитов Б.М.* Практические методы расчета элементов железобетонных конструкций. Ош: ВТК, 1995. 28 с.
85. *Сеитов Б.М.* Расчет железобетонных конструкций на надежность. Жалал-Абад: ЖАТИ, 2002. 45 с.
86. *Сеитов Б.М.* Совершенствование расчета строительных конструкций методом предельного состояния // Сборник Научных трудов ЖАТИ. Жалал-Абад, 2001. С. 10–18.
87. *Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С.* Инженерные методы по сейсмической защите зданий при землетрясениях. МНПК «Насирдин Исанов – видный государственный деятель Кыргызской Республики», посвященная к 70-летию со дня рождения государственного деятеля Н.И. Исанова, первого премьер-министра суверенного Кыргызстана, академика Инженерной академии КР и СССР, 1–2 ноября 2013 года, КГУСТА, Бишкек, 2013. С. 15–21.
88. *Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С.* Некоторые вопросы теории прочности и деформации бетона. Наука и новые технологии, № 1, Бишкек, 2013. С. 41–49.

89. *Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С.* Сейсмическая защита и ее организация: Учебник для вузов. Бишкек: Айат, 2013. 168 с.
90. *Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С.* Теория оценки несущей способности железобетонных конструкций, Наука и новые технологии, № 3, Бишкек, 2013. С. 8–10.
91. *Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С.* Теория оценки несущей способности сооружений при сейсмических воздействиях. МНПК «Насирдин Исанов – видный государственный деятель Кыргызской Республики», посвященная к 70-летию со дня рождения государственного деятеля Н.И. Исанова, первого премьер-министра суверенного Кыргызстана, академика Инженерной академии КР и СССР, 1–2 ноября 2013 года, КГУСТА. Бишкек, 2013.
92. *Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С., Дуйшеев С., Сатыбаев А.Т.* Экспериментальные основы теории механики грунтов и скальных пород: Учебник для ВУЗов, Бишкек, 2014. 176 с.
93. *Синицын А.П.* Практические методы расчета сооружений на сейсмические нагрузки. М.: Стройиздат, 1967. 234 с.
94. *Смирнов С.Б.* О принципиальной ошибке в традиционной трактовке записей инерционных сейсмических приборов. Жилищное строительство, 1995, № 1, С. 23–25.
95. *Смирнов С.Б.* Исследование аномальных форм в сейсмических разрушениях зданий, противоречащих официальной теории сейсмозащиты и опровергающих официальный взгляд на причины разрушения зданий при землетрясениях. Объединенный научный журнал, 2008, № 9, С. 51–59.
96. *Смирнов С.Б.* Ударно-волновая концепция сейсмического разрушения сооружений», энергетическое строительство, 1992, № 9, С. 70–72.
97. *Смирнов С.Б.* Сдвиговой механизм сейсмических колебаний грунта и качественно новые эксперименты для получения их реальных параметров, вызывающих волновой срез колонн и стен в зданиях», Объединенный научный журнал, 2009, № 12, С. 51–55.
98. *Смирнов С.Б.* Обоснование причин разрушения сейсмических зданий и эффективные меры их сейсмозащиты», энергетическое строительство, 1994, № 4.
99. *Смирнов С.Б.* Полное отсутствие информации о сейсмических воздействиях – главная причина разрушения зданий при землетрясениях. Жилищное строительство, 1994, № 12, С. 13–16.
100. *Смирнов С.Б.* Причины разрушения сейсмостойких, железобетонных зданий и принципы их эффективной сейсмозащиты. Бетон и железобетон, 1994, № 3, С. 22–25.

101. *Смирнов С.Б., Залесов А.С., Ордобаев Б.С.* Получение формул для СНиПа по прочностному расчету железобетонных панелей стен, диафрагм на горизонтальные и другие нагрузки», строительная механика и расчет сооружений, № 2, 1991. С. 91–96.
102. *Смирнов С.Б., Залесов А.С., Ордобаев Б.С.* Расчет прочности железобетонных энергетических сооружений на основе «упругого» поля напряжений», вопросы атомной науки и техники. Серия: проектирование и строительство, вып. I, 1991. С. 3–11.
103. *Смирнов С.Б., Залесов А.С., Ордобаев Б.С.* Расчет прочности железобетонных стен и диафрагм методом однородных палей. Бетон и железобетон, 1991, № 6, С. 22–24.
104. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Абдыкеева Ш.С., Бейсембин К.Р.* Исследование механизмов разрушений зданий при землетрясениях. Материалы МНПК «II Уркумбаевские чтения», 22–23 ноября, Тараз, 2013. С. 158–161.
105. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С.* Новое о прямом прочностном расчете железобетонных стен, работающих на сдвиг. Журнал Строительная механика и расчет сооружений, № 5–6, М., 1991. С. 3–8.
106. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С.* Прочностной расчет железобетонных стен АЭС на действие горизонтальных нагрузок», вопросы атомной Науки Техники, № 2-1991 г., серия «Проектирование и строительство», М., 1991. С. 3–13.
107. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С.* Прямой прочностной расчет толстых железобетонных плит энергетических сооружений на основе «упругого» поля напряжений. Вопросы атомной Науки Техники, № 1-1991 г., серия «Радиационная и тепловая защита, М., 1991. С. 3–13.
108. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Абдыкеева Ш.С.* Недостаток информации о реальных параметрах воздействия при сильных землетрясениях. Материалы МНПК «II Уркумбаевские чтения», 22–23 ноября, Тараз, 2013. С. 155–158.
109. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Абдыкеева Ш.С.* Сейсмические нормы как дополнительные источники для риска граждан. Материалы VII Международной научно-практической конференции Новинки в научном прогрессе – 2011 г., 17–25 августа, Т. 8, София, 2011. С. 93–98.
110. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Айдаралиев Б.Р.* Сейсмические разрушения – альтернативный взгляд: Сборник научных трудов, Ч. I, Бишкек: Айат, 2012. 138 с.
111. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Айдаралиев Б.Р.* Сейсмические разрушения – альтернативный взгляд: сборник научных трудов, Ч. II. Издательство Бишкек: Айат, 2012. 144 с.

112. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Бактыгулов К., Абдыкеева Ш.С.* Еще одно доказательство ложности официальной сейсмической доктрины. Современный научный вестник №16(112), Белгород, 2011. с. 65–68.
113. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Бозов К.Д., Абдыкеева Ш.С.* Анализ современной теории сейсмозащиты зданий. Материалы VII Международной научно-практической конференции Перспективные вопросы в мировой науке 2011 г., т. 30, 17–25.12.2011, София, 2011. С. 82–87.
114. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Бозов К.Д., Айдаралиев Б.Р., Абдыкеева Ш.С.* Некоторые новые воззрения на сейсмические воздействия. Материалы VIII МНПК «Динамика научных исследований – 2012», Прzemичи, 2012. С. 16–20.
115. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Бозов К.Д., Айдаралиев Б.Р., Садабаева Н.Д.* Исследование достоверности резонансно-колебательной модели сейсмического разрушения зданий», Вестник КРСУ, т. 13, (№ 7), Бишкек, 2013. С. 158–162.
116. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Бозов К.Д., Бактыгулов К., Абдыкеева Ш.С.* Разрушения зданий путем среза сейсмическими глубинными волнами. Научно-теоретический и практический журнал Современный научный вестник, № 3 (115), Белгород, 2012. С. 86–89.
117. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Джаманкулов К.М., Эшмамбетов Т.Т.* О сдвиговом механизме сейсмических колебаний грунта и о принципе определения их реальных параметров, вызывающих волновой срез колонн и стен в зданиях. Вестник КГТУ, № 21, Бишкек, 2010. С. 84–88.
118. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Зулпуев А.М., Айдаралиев Б.Р.* Теоретический анализ сейсмозащиты сооружений. Научно-технический журнал, Известия ОшТУ № 1, Ош, 2013. С. 78–81.
119. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Зулпуев А.М., Атамбек у.М.* Особенности работы зданий при импульсных сейсмических воздействиях. Известия ОшТУ, (2/2013), Ош, 2013. С. 110–112.
120. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Кагиров А.Г., Шефер Ю.В.* Контроль сейсмических воздействий на здания ударными пьезометрическими датчиками. Наука и Новые Технологии, № 6, 2012. С. 27–29.
121. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Кадыралиева К.О., Айдаралиев Б.Р.* От разрушений при землетрясениях можно защититься, если знать их истинную причину. МНПК «О Кыргызско-Российском сотрудничестве за период 1785–2013 гг. и его перспективах», посвященная XX-летию КРСУ, 85-летию со дня рождения Чынгыза Айтматова, 20-летию Международной общественной айтматовской академии». Бишкек: Айат, 2013. С. 140–142.

122. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Кадыралиева К.О., Садабаева Н.Д.* Проблемы сейсмозащиты и принципы ее совершенствования. Научно-теоретический и практический журнал Современный научный вестник, № 3(115), Белгород, 2012. С. 90–94.
123. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Кожобаев Д.Ш.* Прочностной расчет рам и плит на базе теории предельного равновесия (расчет и проектирование): Пособие по расчету. Фрунзе, 1990. 116 с.
124. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Кожобаев Д.Ш., Орозалиев Б.К., Абдыкеева Ш.С.* Решение проблемы сейсмозащиты зданий. (Оралдың ғылым жаршысы), 32(38), Казахстан., 2012. С. 86–89.
125. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Рыспаев Д.А., Абдыкеева Ш.С.* О сдвиговом механизме сейсмических колебаний грунта. Вестник МУК № 1 (20) 2011, Бишкек, 2011. С. 112–115.
126. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Сеитов М.Б., Садабаева Н.Дж.* Принципы сейсмозащиты зданий и сооружений. МНПК «Рахматуллинские-Ормонбековские чтения», научный журнал Материаловедение, № 2/2013(3), 27–29 июня. Бишкек, 2013. С. 316–318.
127. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Темикеев К.Т., Джаманкулов К.М.* Упругая отдача сдвигаемой толщи грунта как реальная причина сейсмического среза зданий. Труды международной конференции по распространению упругих и упругопластичных волн, посвященный к 100-летию со дня рождения академика, Героя труда Рахматуллина Х.А., 28–29 мая, Бишкек, 2009. С. 363–368.
128. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Темикеев К.Т., Матмуратов У.У.* Анализ фактов и причин разрушений зданий при землетрясениях. Наука и новые технологии, № 8, Бишкек, 2009. С. 33–36.
129. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Тентиев Ж.Т.* Формы разрушений зданий есть надежный источник информации о сейсмическом воздействии (итоги исследования за последние 20 лет). Вестник МУК № 1 (20) 2011, Бишкек, 2011. С. 133–136.
130. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Токтосунов А.М., Айдаралиев Б.Р., Абдыкеева Ш.С., Садабаева Н.Д.* О совершенствовании принципов эффективности сейсмозащиты зданий: Материалы VIII международной научно-практической конференции виды и технологические шаги. Будапешт, 2012; Прага, 2012. С. 59–62.
131. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Чырмашев С.Ч., Темиралиев А.Ж., Садабаева Н.Д.* Исследование и анализ типовых фактов и явлений, а также механизмов разрушений зданий при землетрясениях: Материалы VII Международной научно-практической конференции Научный потенциал на свете. 2011 г., 17–25.09.2011, том 8, София.

132. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Эшмамбетов Т.Т., Кадыралиева К.О., Садабаева Н.Д.* Прочностной расчет зданий при импульсных сейсмических воздействиях: Материалы международной научно-практической конференции Перспективные разработки науки и техники, том 52, Прземичи, 2011, С. 30–37.
133. *Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Эшмамбетов Т.Т., Садабаева Н.Д.* Проблемы страхования зданий от сейсмических разрушений и перспективы ее решения. Материалы VII МНПК «Образование и наука без границ – 2011». Прземичи, 2011. С. 33–36.
134. *Смирнов С.Б., Сеитов Б.М.* Расчет строительных конструкций по прочности и несущей способности. Ош, 1997. 114 с.
135. *Смирнов С.Б., Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С., Абдыкеева Ш.С.* Некоторые вопросы и проблемы разрушения зданий при землетрясениях. Научный и информационный журнал Материаловедение, труды II ММНПК-конкурса научных докладов студентов и молодых ученых «Инновационные технологии и передовые решения», 15–17 мая, Бишкек. 2014, № 2/2014(5). С. 229–232.
136. *Смирнов С.Б., Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С., Айдаралиев Б.Р., Садабаева Н.Дж.* О реальном уровне сейсмостойкости несущих железобетонных конструкций зданий и сооружений. Вестник КГУСТА, том 1 (39), Бишкек, 2013. С. 13–17.
137. *Смирнов С.Б., Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С., Атамбек у.М.* Прочностной расчет одноэтажных зданий на сейсмические нагрузки», Материалы IX международной научно-практической конференции «Наука и образование», 27 декабря 2012–05 января 2013 гг., Т. 32, Прага, 2013. С. 76–84.
138. *Смирнов С.Б., Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С., Бактыгулов К.Б., Садабаева Н.Дж.* Как нам защититься от разрушений при землетрясениях? Вестник МУК, № 2 (22), Бишкек, 2012. С. 64–68.
139. *Смирнов С.Б., Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С., Садабаева Н.Дж.* Теоретические исследования разрушительных сейсмических импульсов: Материалы IX международной научно-практической конференции «Наука и образование», 27 декабря 2012–05 января 2013 гг. Т. 32, Прага, 2013. С. 89–93.
140. *Смирнов С.Б., Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С., Эргешов Э.* О фундаментальной концепции по сейсмостойкости и сейсмоустойчивости зданий в чрезвычайных ситуациях при сильнейших землетрясениях на сейсмические воздействия», Наука и новые технологии, № 5. Бишкек, 2013. С. 18–23.
141. *Смирнов С.Б., Темикеев К.Т., Ордобаев Б.С., Джаманкулов К.М.* Некоторые вопросы о причинах и формах разрушений при сейсми-

- ческих воздействиях: труды Международной конференции по распространению упругих и упруго-пластичных волн, посвященной 100-летию со дня рождения академика, Героя социалистического труда Рахматуллина Х.А., 28–29 мая, Бишкек, 2009. С. 363–368.
142. *Смирнов С.Б., Тентиев Ж.Т., Ордобаев Б.С., Кожобаев Д.Ш.* Поверхностная толща грунта – генератор сдвиговых колебаний. Известия ВУЗов № 10. Бишкек, 2008. С. 14–17.
 143. *Смирнов С.Б., Тентиев Ж.Т., Ордобаев Б.С., Кожобаев Д.Ш., Садабаева Н.Д.* Почему рушатся «сейсмостойкие» здания при землетрясениях?», Вестник МУК № 1 (20) 2011. Бишкек, 2011. С. 137–138.
 144. *Смирнов С.Б., Тентиев Ж.Т., Ордобаев Б.С., Кожобаев Д.Ш., Стамалиев А.К.* Критический анализ существующей сейсмозащиты зданий и сооружений: Вестник МУК, 341(19). Бишкек, 2010. С. 132–134.
 145. *Смирнов С.Б., Тентиев Ж.Т., Ордобаев Б.С., Матмуратов У.У.* Разрушение зданий глубинными сейсмическими волнами: Наука и новые технологии, № 2, Бишкек, 2010. С. 45–47.
 146. *Смирнов С.Б., Тентиев Ж.Т., Ордобаев Б.С., Стамалиев А.К.* Учет масштабного фактора при проведении исследований. Вестник МУК, 31(19). Бишкек, 2010. С. 150–151.
 147. *Смирнов С.Б., Шефер Ю.В., Ордобаев Б.С., Зултуев А.М.* Контроль сейсмических волновых нагрузок на здания ударными пьезоэлектрическими датчиками: Научно-технический журнал «Ферганский ПИ», 2013, № 1. С. 64–67.
 148. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Строительные нормы и правила. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. 80 с.
 149. Строительство в сейсмических районах, СНиП II-7-81. М.: Стройиздат, 1982. 75 с.
 150. Строительство в сейсмических районах. СНиП II-A.12-69. М.: Стройиздат, 1970. 64 с.
 151. *Токтосопиев А.М.* Электромагнитные предвестники землетрясений. Каракол, 2007. 314 с.
 152. *Хачиян Э.Е., Амбарцумян В.А.* Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. М.: Наука, 1981. 203 с.
 153. *Черепинский Ю.Д.* К сейсмостойкости зданий на кинематических опорах. Основания, фундаменты и механика грунтов», 1973, № 3, С. 18–21.
 154. *Штейнбургге К., Морган Д.* Инженерный анализ последствий землетрясений, 1952 г., в Южной Калифорнии. М.: Госиздат, 1957, С. 270.
 155. *Эйби Дж.А.* Землетрясения. / Пер. с англ. М.: Недра, 1982. 263 с.

156. «A Survey Report for Building damages due to the 1995 HYOGOKE NANBU EARTHQUAKE» building research institute ministry of construction, March 1996, 222 pp.
157. Seismic design guide-line for structures. International Navigations Association, 2001, 284 p.
158. Soils and foundations. Special issue of Geotechnical aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, Japanese Geotechnical Society, January 1996, 359 p.
159. *Ordobaev B.S.* Features of the buildings in the effects of pulsed and measures seismic. Республиканский научно-теоретический журнал «Наука и новые технологии» 31. Бишкек, 2012. С. 22–25.
160. *Biot M.A.* A mechanical analyzer for the Prediction of earthquake stress, Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 31, No. 2, 1941.
161. *Housner G.W.* Characteristics of Strongmotion Earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 37, 1, 1937.
162. *Mononobe N.* Journal of the Civil Engineering Society, Tokyo, 1920.
163. *Omori F.* Publications of the Earthquake Investigations in Foreign Languages, No. 4, Tokyo, 1900.
164. *Penzien J., Clough R.W.* Damage to Highway Bridge Structures San Fernando, California, Earthquake of February 1971, California, 1975.
165. Proceedings of the ninth European Conference on Earthquake Engineering, Moscow, 1990, 297 p.
166. *Ray W. Clough, Joseph Penzien.* Dynamics of Structures. New York, 1975, 320 p.p.
167. *Smirnov Sergey.* Discordances between seismic destruction and present calculation. International Civil Defense Journal, 1994, № 1, pp. 6–7, 28–29, 46–47.
168. *Smirnov Sergey.* Seismic shears of buildings are the result of output of upper soil thickness, displaced by abyssal seismic waves. The integrated Scientific Journal, Moscow, Russia, 2009, № 7, p.p. 64–68.

СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ



СЕЙТОВ БОЛОТБЕК МУКАЕВИЧ

д-р техн. наук, проф.,
зав. каф. «СП» ОшТу

Родился 5 апреля 1954 года в пгт Кочкор Нарынской области Кыргызской Республики. В 1978 году окончил Ленинградский инженерно-строительный институт (Санкт-Петербургский архитектурно-строительный университет) по специальности «Промышленное и гражданское строительство». До аспирантуры работал на освобожденной выборной комсомольской работе. Избран заместителем секретаря комитета комсомола Фрунзенского политехнического института «ФПИ». В 1982–1985 гг. учился в очной аспирантуре (МГСУ) Московского инженерно-строительного института (МИСИ-МГСУ), где под руководством д.т.н., профессора С.Б. Смирнова в 1986 году защитил кандидатскую диссертацию по специальности «Строительная механика». В 2002 году защитил докторскую диссертацию на тему: «Вероятностное моделирование надежности строительных конструкций» в специализированном межвузовском совете КТУ им И. Раззакова (г. Бишкек).

В 1986–1999 гг. работал преподавателем, старшим преподавателем, доцентом, «Строительные конструкции» Ошского технологического университета. С 1999 года по 2006 год работал ректором Джалал-Абадского государственного технического института. С 2006 года по настоящее время заведует кафедрой «Строительное производство» «ОшТу.

Награжден «Почетной грамотой» ЦК ЛКСМ Киргизии, ректора ОшТу, мэра г. Ош, губернаторов Джалал-Абадской и Ошской областей, Министерства образования и науки Кыргызской Республики, Почетным знаком МОиН КР «Отличник образования КР» за вклад в образование и науку, а также за подготовку инженерно-технических и научно-педагогических кадров.

В 1999 году избран членом-корреспондентом, затем в 2004 году действительным членом (Академиком) Инженерной Академии Кыргызской Республики.

Автор более 250 трудов, в том числе 3 монографий, 4 учебников для вузов, 5 учебных пособий, 42 учебно-методических работ по строительным конструкциям, сейсмостойкости зданий и сооружений, а также по организации преддипломной практики и дипломного проектирования для специальностей «Промышленное и гражданское строительство», «Экспертиза и управление недвижимостью», «Проектирование зданий и сооружений» и «Дизайн архитектурной среды».

Руководит научной работой аспирантов и докторантов, 6 аспирантов под его руководством защитили кандидатские диссертации.



**ОРДОБАЕВ
БЕЙШЕНБЕК СЫДЫКБЕКОВИЧ**

канд. техн. наук,
и.о. проф.,
зав. каф. «ЗЧС» КРСУ и МЧС КР

Родился 10 июля 1959 года в селе Бирдик Аламудунского района Чуйской области Кыргызской Республики. В 1982 году окончил Ленинградский Инженерно-Строительный институт (ЛИСИ) (ныне Санкт-Петербургский архитектурно-строительный университет – СПБАСУ) по специальности «Промышленное и гражданское строительство (ПГС)». С 1982 по 1988 г. работал преподавателем на кафедре «Основания и фундаменты» Фрунзенского политехнического института (ФПИ), затем освобожденным секретарем комитета комсомола строительного факультета ФПИ.

В 1988–1991 гг. учился в очной аспирантуре Московского инженерно-строительного института им В.В. Куйбышева – МИСИ, (ныне Московского Государственного Строительного университета (МГСУ), где под руководством д.т.н., профессора С.Б. Смирнова защитил кандидатскую диссертацию по специальности «Строительная механика». Затем продолжает научно-педагогическую деятельность в КГУСТА и КРСУ доцентом, и.о. профессора. С сентября 2011 г. заведует кафедрой «ЗЧС КРСУ и МЧС КР».

Автор более 320 научных трудов, в том числе 2 монографии, 2 сборников научных трудов, 14 учебников для вузов, более 90 учебных пособий и методических разработок по строительным конструкциям, сейсмостойкости зданий и сооружений по безопасности в чрезвычайных ситуациях, разработал учебные курсы для специальности ПГС, ЗЧС, ЭУН, СГУ, ГТС и ЭММ. Имеет 2 патента на полезную модель.

Руководит научной работой 4 аспирантов и соискателей, один аспирант защитил кандидатскую диссертацию под его руководством в 2013 году. Награжден почетной грамотой КРСУ им. Б. Ельцина, почетной грамотой Аламудунской районной гос. администрации, Чуйской областной гос. администрации, Мэрии г. Бишкек, Министерства образования и науки Кыргызской Республики, Госстроа и Госрегистра при

Правительстве Кыргызской Республики, почетным знаком Чуйской области «Кеменгер», «Отличник Образования Кыргызской Республики» и «Отличник Госрегистра КР», ведомственной медалью МЧС КР «За укрепление военно-гражданского сотрудничества».

Является почетным жителем Грозденского айыльного округа и почетным гражданином Аламудунского района.

Имеет государственный чин: Советник Государственной службы II класса.

Избирался депутатом и спикером Грозденского айыльного кенеша Аламудунского района, является членом НТС МВК при Правительстве КР и НТС научно-исследовательского института сейсмостойкого строительства КГУСТА им. Н. Исанова, НТС КыргызНИИПСС Госстроя КР член ученого совета КРСУ.

*Болотбек Мукаевич Сеитов,
Бейшенбек Сыдыкбекович Ордобаев*

ИССЛЕДОВАНИЕ
НА СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ
НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОЛОНН И СТЕН
В ЧРЕЗВЫЧАЙНЫХ СИТУАЦИЯХ

Монография

Редактор *А.И. Дегтярева*
Компьютерная верстка – *Ю.Ф. Атаманов*

Подписано в печать 3.06.14. Формат 60x84¹/₁₆
Офсетная печать. Объем 9,0 п.л.
Тираж 100 экз. Заказ 200.

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