

Nathan M. Newmark Emilio Rosenblueth

Н. Ньюмарк Э. Розенблюэт

Fundamentals of Earthquake Engineering

ОСНОВЫ сейсмостойкого строительства

**Сокращенный перевод с английского
канд. техн. наук Г.Ш. Подольского**

**Под редакцией
д-ра техн. наук Я.М. Айзенберга**

Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, N. Y.

Москва Стройиздат 1980

Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства: Сокр. пер. с англ./Под ред. Я. М. Айзенберга. — М.: Стройиздат, 1980. — 344 с., ил. — Перевод изд.: *Fundamentals of earthquake Engineering/N. M. Newmark, Rosenblueth.* —

Книга посвящена проблемам расчета и проектирования сейсмостойких зданий и сооружений. Рассмотрены простейшие линейные системы, линейные системы со многими степенями свободы и системы с распределенными массами. Уделено внимание также нелинейным системам. Приведены данные о сейсмических движениях оснований сооружений и о реакциях сооружений на эти движения. Рассмотрен характер изменения основных свойств материалов и конструкций при действии сейсмических нагрузок.

Предназначена для научных и инженерно-технических работников.
Табл. 7, ил. 169, список лит.

НАТАН М. НЬЮМАРК, ЭМИЛИО РОЗЕНБЛЮЭТ

ОСНОВЫ СЕЙСМОСТОЙКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Редакция переводных изданий
Зав. редакцией *М. В. Перевалюк*
Редактор *М. Н. Кузнецова*
Мл. редактор *И. А. Высоцкая*
Внешнее оформление художника *В. И. Филатова*
Технический редактор *Н. В. Высотина*
Корректоры *Л. М. Вайнер, Н. П. Чугунова*

ИБ № 1960

Сдано в набор 23.11.79. Подписано в печать 30.01.80. Формат 60×90^{1/16}. Бумага типогр. № 1. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 21,5. Печ. л. 21,5. Уч.-изд. л. 23,31. Тираж 4000 экз. Изд. № AVIII—7299. Заказ № 190. Цена 3 р. 80 к.

Стройиздат
101442, Москва, Каляевская ул., 23а

Владимирская типография «Союзполиграфпрома» при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7

Н 30205—230
047(01)—80 109—80. 3205000000

© Перевод на русский язык,
Стройиздат, 1980

В последние десятилетия на границе строительной механики, инженерной сейсмологии, теории случайных процессов и других смежных дисциплин возникла новая бурно развивающаяся научная дисциплина — теория сейсмостойкости сооружений.

Проблемам этой дисциплины — различным аспектам теории сейсмостойкости и методов сейсмостойкого строительства посвящен ряд книг советских и зарубежных авторов.

Предлагаемая книга представляет собой перевод разделов, относящихся непосредственно к проблемам сейсмостойкости, монографии двух крупных зарубежных исследователей: проф. Н. Ньюмарка, руководителя строительного отдела Университета штата Иллинойс, США, одного из ведущих специалистов США в области сейсмостойкости, и проф. Э. Розенблюэта, директора Института механики университета г. Мехико, бывшего на протяжении ряда лет президентом Международной ассоциации по сейсмостойкому строительству.

Особенностью книги является широта охвата проблем, относящихся к теории сейсмостойкости сооружений и ее практическим приложениям, и глубокое осмысление с единых позиций философии этой области науки.

В книге приведены основные сведения по сейсмологии и инженерной сейсмологии, по методам определения сейсмической реакции линейных и нелинейных систем, по теории надежности и оптимального проектирования, по нормированию и конструированию сооружения и отдельных конструктивных элементов применительно к задачам сейсмостойкости.

Значительный самостоятельный интерес представляет обширная библиография для специалистов по сейсмостойкости сооружений, которая включает главным образом зарубежные источники. Видимо, авторы мало знакомы с советскими работами в данной области, поэтому считаем целесообразным дополнить библиографию основными отечественными литературными источниками.

Книга несомненно будет полезной для советских читателей — научных работников и проектировщиков, аспирантов и преподавателей вузов.

Научный редактор
д-р техн. наук *Я. М. Айзенберг*

ГЛАВА 1. ХАРАКТЕРИСТИКА ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

1.1. Причина землетрясений

Причиной землетрясений могут быть различные явления: деятельность вулканов, взрывы, обрушение сводов над карстовыми областями и т. д. С инженерной точки зрения наибольший интерес представляют землетрясения тектонического происхождения, т. е. связанные с накоплением напряжений на обширных участках земной коры. Этот интерес объясняется повторяемостью тектонических землетрясений, значительной энергией, которую они высвобождают, и большим радиусом их действия.

Механизм возникновения тектонических перемещений до сих пор не вполне ясен. Согласно наиболее распространенной теории, тектонические землетрясения вызываются сдвигами вдоль геологических разрывов. При сильных землетрясениях возникает цепная реакция по всей длине сдвига, но в каждый конкретный момент источник землетрясения находится в пределах небольшого участка коры — практически в точке, — перемещаясь вдоль разрыва. Однако некоторые сейсмологи считают причиной землетрясений фазовые превращения в горных породах, сопровождающиеся объемными изменениями в относительно малых областях земной коры (Evison, 1963 и 1967)¹. Нет убедительных данных, полностью подтверждающих какую-либо из этих теорий, и, кроме того, вряд ли тектонические землетрясения различного типа имеют один и тот же механизм возникновения.

Сторонники теории фазовых превращений утверждают, что вследствие высокой температуры и давления существование разрывов на глубине более нескольких сотен километров маловероятно. Между тем результаты обработки имеющихся данных указывают на глубину очагов землетрясений свыше 600 (Gutenberg and Richter, 1954) и даже до 800 км. Отсюда следует, что некоторые землетрясения, может быть, и не связаны с разрывами. С другой стороны, изучение землетрясений на юге Кали-

¹Причиной объемных изменений в горных породах, приводящих к термодинамическому равновесию, могут быть существенные изменения литостатического давления, вызванные миграцией пород по направлению к поверхности земли или от нее; объемные изменения могут также быть следствием появления или исчезновения значительных нагрузок, таких, как вес ледников или водоемов.

форнии с 1934 по 1963 г. не оставляет сомнений в том, что если не все, то, по крайней мере, большинство из них вызваны сдвигами вдоль геологических разрывов (Allen et al., 1965). Более того, результаты проведенного в последние годы тщательного анализа сейсмометрических записей неизменно указывают именно на сдвиги вдоль разрывов как на механизм возникновения землетрясений (см., например выпуски Bull. Seism. Soc. of Am., 1964—1969).

Среди моделей, объясняющих механизм сдвигов вдоль разрывов, наиболее удовлетворительна, пожалуй, модель, предложенная Барриджем и Кнопоффом (1967). Она рассматривает, по крайней мере, один из примыкающих к разрыву блоков как систему из большого числа элементов, обладающих жесткой массой, линейной отпорностью, вязким демпфированием и составляющей кулонова трения. Модель объясняет такие явления, как форшоки, афтершоки и вторичные деформации, наблюдающиеся при большинстве сильных землетрясений.

Вопрос о механизме возникновения землетрясения представляет не только теоретический интерес. От этого механизма зависят характеристики сильных смещений вблизи фокуса землетрясения (см. Rascón and Cornell, 1969).

Хаузнер (1965) исходя из некоторых предположений о механических свойствах горных пород допускал, что землетрясения вызываются сдвигами вдоль разрывов. Он пришел к выводу, что максимально возможное ускорение грунта составляет $0,5g$, где g — ускорение свободного падения. Значение максимального ускорения грунта, основанное на втором предположении (о фазовых превращениях пород как причине сильных смещений) не было установлено. Однако максимальная скорость грунта ограничена разрушающими деформациями горных пород и скоростью поперечных волн. Исходя из свойств горных пород было подсчитано, что максимальная горизонтальная скорость грунта колеблется от 1 до 3 м/с (Ньюмарк, 1968). По данным Амбрасейса (1969), она лежит в пределах от 1 до 1,5 м/с.

Этим скоростям соответствуют интенсивности землетрясений, превышающие интенсивности, учитываемые на практике. Можно утверждать, что в действительности нет абсолютного верхнего предела интенсивности. Отсюда следует, что независимо от принятого при расчете запаса прочности всегда существует конечная вероятность разрушения конструкции в любой конечный период времени, а ее разрушение с течением времени является достоверностью (при условии, что она не будет снесена ранее). Этот вывод справедлив даже для несейсмических районов. Поэтому сейсморайонирование можно рассматривать как установление большей или меньшей степени риска, а единственно приемлемой основой для карты «максимально возможных интенсивностей» может быть их средняя повторяемость во времени.

Простейшую количественную оценку землетрясений можно получить, подразделяя их с помощью одного показателя — интенсивности, или степени локальных повреждений, — по некоторой условной шкале. Однако для большинства инженерных целей такая оценка является слишком грубой. Более приемлемая характеристика включает в себя акселерограммы или другие записи во времени трех ортогональных составляющих поступательного движения грунта в данной вертикальной точке и двух горизонтальных точках. Эта характеристика достаточна для определения воздействий землетрясения на небольшие и средние сооружения. В специальных случаях особое значение приобретают пространственные характеристики, связанные с ускорением грунта: например, для легких зданий — вращательная составляющая ускорения, для крупных гражданских сооружений — деформации почвы¹.

1.2. Фокус, магнитуда и интенсивность

Точку земной коры, где в соответствии с расчетами возникают первые сейсмические волны, называют фокусом, центром, гипофокусом или гипоцентром землетрясения².

Эпифокус, или эпицентр, — это вертикальная проекция фокуса на поверхность земли. Если отсутствуют инструментальные данные, эпицентр часто устанавливают на основе результатов обследования разрушений, как точку наиболее интенсивных сотрясений. Обычно эта точка не совпадает точно с эпицентром, найденным по инструментальным данным. Термины «фокусное» и «эпицентральное» расстояния относятся к расстояниям от фокуса и эпицентра до рассматриваемой точки. Магнитуда землетрясения — это мера высвобожденной им энергии, а интенсивность — это степень вызванных им локальных разрушений. Поэтому конкретному землетрясению соответствует одна магнитуда, в то время как его интенсивность различна в различных точках.

Наиболее широко применяется магнитудная шкала Рихтера (см. Richter, 1958). В соответствии с ее первоначальным определением, магнитуда (обозначаемая M) — это десятичный логарифм от измеренной в микрометрах амплитуды на диаграмме, записанной стандартным сейсмографом Вуда-Андерсона, который имеет увеличение в 2800 раз, период собственных колебаний 0,8 с, коэффициент затухания³ 80% и установлен на твер-

¹ Приведенные зависимости носят условный, иллюстративный характер; они могут быть и иными. (Прим. науч. ред.).

² В отечественной литературе принят также термин «очаг». (Прим. перев.).

³ Под коэффициентом затухания здесь понимается выраженное в процентах отношение n/p , где n и p взяты из дифференциального уравнения свободных колебаний с вязким сопротивлением $x + 2nx + p^2 = 0$. Коэффициент затухания, равный 100% ($n = p$), соответствует критическому затуханию. (Прим. перев.).

дом грунту в 100 км от эпицентра. Для корректировки результатов при эпицентральных расстояниях, не равных 100 км, и различных грунтовых условиях используют эмпирические графики и таблицы. Корректирующие графики и само определение магнитуды полностью применимы только при глубине очага менее 30 км. Корректирующие графики дают относительно точные результаты при эпицентральных расстояниях до 600 км.

Телесейсмическая шкала (также обозначаемая M) и унифицированная шкала Гутенберга (обозначаемая m) применимы соответственно при фокусных расстояниях свыше 2000 км и в пределах от 600 до 2000 км. Обе эти шкалы составлены на основе амплитуд и периодов колебаний, соответствующих определенным фазам землетрясения. Хотя имелось в виду, что эти шкалы должны соответствовать первоначальному определению магнитуды, обе они (в большей степени унифицированная шкала) дают систематические отклонения от магнитуд Рихтера (Riznichenko, 1962), особенно при геологических условиях, отличных от условий Калифорнии (Jordan, Black, and Bates, 1965). Большинство магнитуд, о которых официально сообщалось, были определены на основе шкалы Рихтера или телесейсмической шкалы (впрочем, американская береговая и геодезическая службы в своих сообщениях придерживались унифицированной шкалы). Мы в этой книге также будем связывать количественный смысл термина «магнитуда» только со шкалами M . При очень больших магнитудах вместо рихтеровских определений используют телесейсмическую или унифицированную шкалу.

Установленные ранее соотношения между магнитудами и высвобождаемой энергией потребовалось пересмотреть. Ныне сейсмологи отдают предпочтение следующей формуле:

$$\lg W = 11,8 + 1,5 M, \quad (1.1)$$

где M — магнитуда, а W — высвобожденная энергия в эргах (Gutenberg и Richter, 1956)⁴.

Количество энергии, выделяющееся при ядерном взрыве, сопоставимо с энергией землетрясения средней силы. Энергия взрыва мегатонной бомбы составляет примерно $5 \cdot 10^{22}$ эрг. Однако лишь незначительная часть этой энергии превращается в сейсмические волны. Для того чтобы получать сейсмическую энергию, соответствующую энергии землетрясения с магнитудой 7,3 [см. (1.1)], потребуется бомба примерно в 50 мегатонн. Естественные землетрясения с такой или большей магнитудой происходят в среднем семь раз в год (Gutenberg and Richter,

⁴ Среди сейсмологов имеется школа, предпочитающая произвольной в известной мере шкале магнитуд физически обоснованный «сейсмический момент», величина которого может быть непосредственно связана с высвобожденной энергией. (J. Brune and C. Zomnitz personal communication, 1969).

1954). Обычно основной эффект ядерного взрыва не передается в виде сейсмических волн, поэтому в данном случае воздействия от движений грунта требуют специальных мер, отличающихся от обычных антисейсмических мероприятий. Этот вопрос в книге детально не рассматривается.

Почти все шкалы интенсивности землетрясений по построению аналогичны модифицированной шкале Меркалли (ММ). Эта шкала, широко применяемая в Северной Америке, в общих чертах сходна с советской шкалой, а также распространенной в Западной Европе шкалой Канкани — Зибера и более поздней шкалой Медведева, Шпохойера и Карника, известной под названием шкалы MSK-64 (Medwedev and Sponheuer, 1969). Имеются результаты сопоставлений различных шкал по балльности (Richter, 1958).

Известные неудобства создает субъективный характер оценок по этим шкалам. Реакция человека на землетрясения зависит от многих факторов, в том числе и от того, испытывал ли он их ранее. Степень повреждения сооружения связана с методами проектирования и строительства, характерными для данного района. Особые возражения вызывает предусмотренное в шкалах определение интенсивности землетрясений в ненаселенных районах по количеству и размерам остаточных деформаций, обрушению откосов или относительным сдвигам грунта, поскольку районы, где сдвиги на поверхности ярко выражены, обычно не соответствуют районам с максимальной интенсивностью, а обрушения откосов могут происходить независимо от землетрясений.

Несмотря на ряд недостатков, субъективные шкалы интенсивности имеют важное значение для районов, где отсутствует инструментальная регистрация сильных движений грунта, и, кроме того, они являются единственным средством обработки исторической информации.

Для того чтобы использовать данные инструментальных измерений и связать их с данными субъективных шкал, были предложены также инструментальные шкалы интенсивности. Для тех шкал, в основу которых были положены максимальные ускорения грунта или другие максимальные ординаты сейсмометрических кривых, связь со степенью повреждений, вызванных движениями грунта, оказалась весьма слабой. Результаты будут несколько лучше, если хотя бы приближенно учесть влияние фокусного расстояния. Корреляция такого типа показана на рис. 1.1. По-видимому, она справедлива для типичных землетрясений в Калифорнии, но не обязательна для других районов.

Поскольку существует прямая связь между степенью повреждений и той энергией, которая при перемещениях грунта передается людям и возведенным ими сооружениям, можно ожидать (и это действительно подтверждается), что корреля-

ция значительно улучшится, если использовать максимальные скорости грунта или, еще лучше, усредненные ординаты спектров псевдоскоростей.

Выражение

$$J = \frac{\lg 14v}{\lg 2} \quad (1.2)$$

дает удовлетворительное совпадение с предложенными и проверенными корреляциями (Esteva and Rosenblueth, 1964; Rosenblueth, 1964 c) между интенсивностью J по шкале ММ и

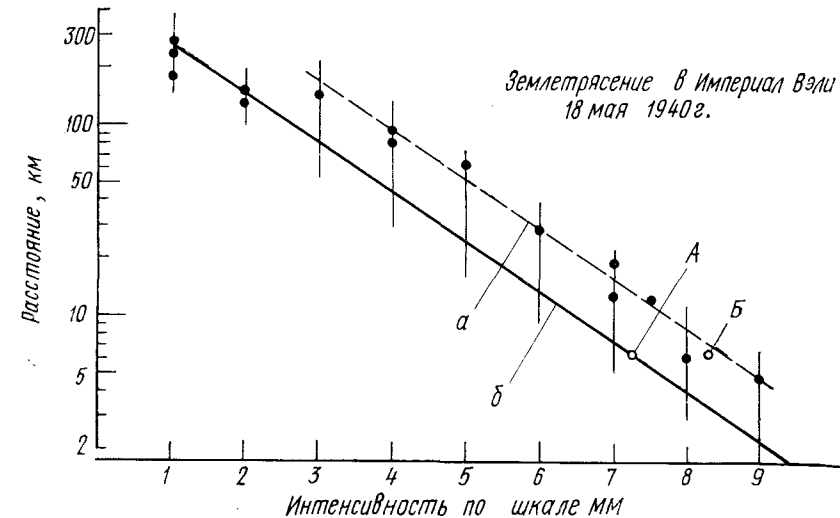


Рис. 1.1. График «расстояние—интенсивность» (землетрясения в Калифорнии) a — для глубоких осадочных пород: наименьшие расстояния, на которых были отмечены различные степени интенсивности по шкале ММ; b — для гранитных пород: значения получены по интенсивностям в местах выхода породы на поверхность и эквиваленту магнитуды M . A — уровень интенсивности в Эль-Центро (для гранитных пород); B — то же, в месте расположения сейсмометрической станции

максимальной скоростью грунта v (см/с). Оно в среднем справедливо вплоть до $J=10$ и дает завышенные значения J при больших интенсивностях. Было бы целесообразно модифицировать шкалу ММ для $J>10$ в соответствии с (1.2).

Уравнение (1.2) дает завышенные значения интенсивности также в следующих двух случаях. Во-первых, при движениях грунта, очень непродолжительных по времени¹ (ощущаемых не более 10—15 с). Во-вторых, при движениях очень слабых грунтов вблизи крупных сооружений, поскольку взаимодействие

¹ Примером может служить землетрясение в Сан-Сальвадоре 3 мая 1965 г. (Rosenblueth and Prince, 1965).

сооружения с грунтом обычно снижает интенсивность колебаний в районах плотной застройки¹.

Вопрос о том, какие именно значения максимальных скоростей грунта следует подставлять в уравнение (1.2.), не вполне ясен. При вертикальных перемещениях одного порядка с горизонтальными максимальное значение горизонтальной скорости окажется, по-видимому, недостаточным, а максимальное значение полной (наклонной) скорости — преувеличенным. Вопрос о составляющих перемещений грунта весьма существен и будет рассмотрен далее.

Хаузнером (Housner, 1952 а) предложена следующая формула для спектральной интенсивности (усредненной по двум ортогональным направлениям):

$$S = \int_{0,1}^{2,5} V_{\xi} dT, \quad (1.3)$$

где V_{ξ} — ордината спектральной псевдоскорости в фут/с для коэффициента затухания ξ ; T — период собственных колебаний, с.

Переводя S из футов в сантиметры и разделив его на интервал интегрирования, равный 2,4 с, найдем значения u , весьма близкие к тем, которые должны подставляться в уравнение (1.2) для получения I по шкале ММ. При этом характеристики землетрясений, непродолжительных по времени, не будут сказываться на точности результатов, как это имеет место в уравнении (1.2).

1.3. Типы сейсмических волн

Каковы бы ни были причины землетрясений, вызванные ими глубинные волны подразделяются на два типа: P и S . Вследствие различной скорости распространения этих волн можно было бы ожидать, что на некотором расстоянии от фокуса акселерограммы будут состоять из двух отдельных участков с различными типами колебаний, соответствующими двум типам волн. Однако такие акселерограммы всегда оказываются весьма сложными, и группа волн S всегда появляется ранее, чем затухает группа волн P . Даже акселерограммы движений грунта, вызванных взрывом или единичным ударом кузнечного молота, достаточно сложны (рис. 1.2 и 1.3). Эта сложность характеристик сильных движений грунта, несомненно, связана с многократным отражением и преломлением волн на разбросанных и иногда нечетко выраженных геологических поверхностях контакта².

¹ По всей вероятности, именно этим объясняются высокие скорости грунта при некоторых довольно слабых землетрясениях в Мехико.

² Этот вопрос хорошо изложен Булленом (Bullen, 1953).

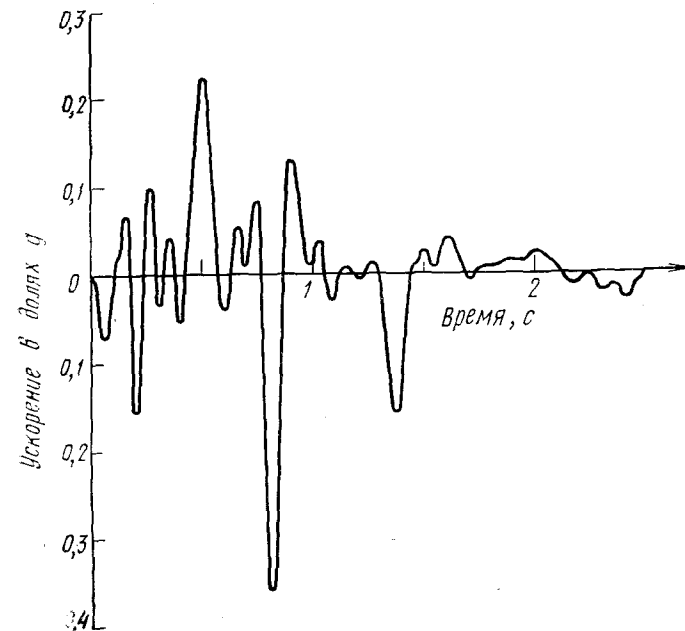


Рис. 1.2. Акселерограмма движения грунта при взрыве (Cargier and Cloud, 1959; Housner, 1961)

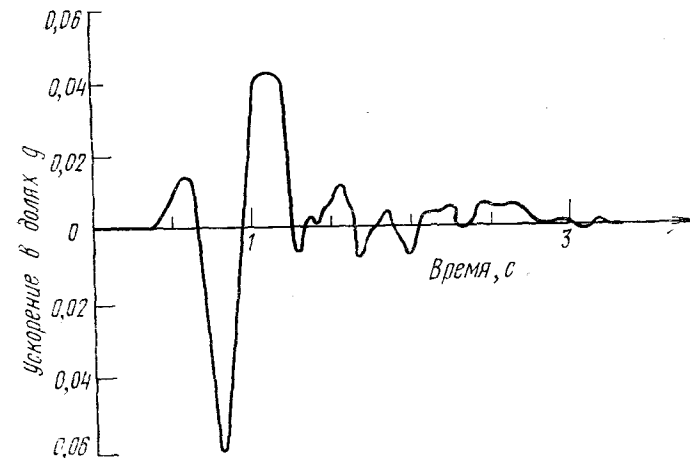


Рис. 1.3. Акселерограмма движения грунта при работе кузнечного молота (Flygare, 1955; Mousher, 1962)

Типичная сейсмическая акселерограмма (рис. 1.4) содержит три основные группы волн, или три фазы: первичные волны P , вторичные волны S и поверхностные волны L , причем волны L включают волны Релея, Лява и др. В акселерограммах сильных землетрясений волны L обычно скрыты «хвостом» фазы S .

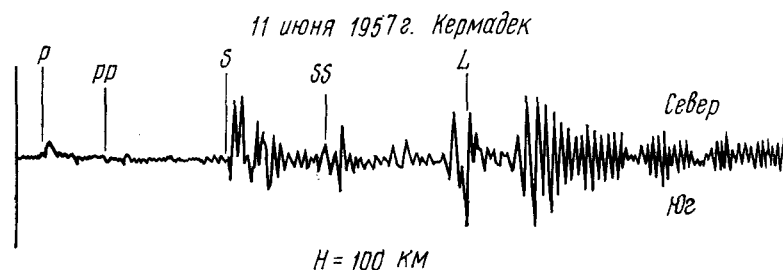


Рис. 1.4. Типичная акселерограмма землетрясения

так как ускорения, связанные с волнами L , как правило, весьма невелики. С другой стороны, сейсмограммы телесейсмов регистрируются приборами, увеличивающими длиннопериодные компоненты намного сильнее, чем короткопериодные, и, кроме того, поверхностные волны затухают с увеличением расстояния гораздо медленнее, чем глубинные, поскольку затухание первых происходит по типу цилиндрических волн, между тем последние затухают аналогично сферическим.

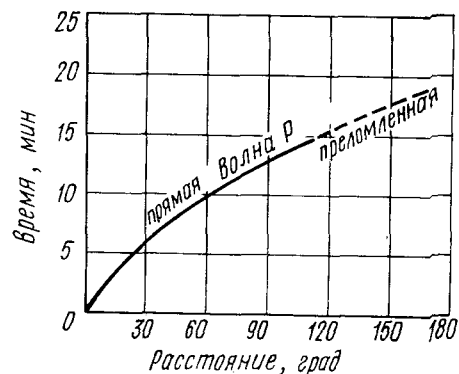


Рис. 1.5. Упрощенная зависимость времени — расстояние для волн P

Вследствие этого фаза L в записях телесейсмов выделяется гораздо отчетливее, чем фазы P и S . Впрочем, в современной сейсмологии эти три фазы редко рассматривают столь упрощенно. В действительности каждая из фаз содержит много видов волн, и на одном лишь участке L их различают во всяком случае не менее пяти-шести.

Время, в течение которого волны, вызванные сейсмическим толчком, достигают различных точек на поверхности, может быть зафиксировано, что позволяет определить это время как функцию углового расстояния от эпицентра. Нанося на график угловые расстояния и соответствующее им время прохождения волн, можно получить кривые, подобные показанной на рис. 1.5.

При этом зависимость для поверхностных волн близка к линейной, а для волн P и S кривые оказываются выпуклыми.

Такие зависимости и время запаздывания эпицентрального расстоянию с волнами P позволяют установить эпицентральное расстояние различных точек при данном землетрясении, а пересечение

	Глубина, км	Скорость, км/с	
		V_P	V_S
Поверхность земли	0	5	3
Кора материков		6	3,5
Разрыв	30*	7?	4?
Моховичича		8,2	4,5
Оболочка земли (мантия)			
		13,5	8
	2900	8	—
	5000	10	—
Внутреннее ядро			
Центр	6370	11,5	?

* Глубина, на которой расположена граница Моховичича, значительно меняется для различных районов и может вдвое превышать значение, указанное на рисунке

Рис. 1.6. Изменение скорости волн в зависимости от глубины (глубина, на которой расположена граница Моховичича, значительно меняется для различных районов и может вдвое превышать значение, указанное на рисунке)

соответствующих дуг окружностей определяет его эпицентр. Вообще говоря, имея сейсмограммы по трем ортогональным направлениям всего лишь для одной точки, также можно приблизительно определить направление от этой точки до эпицентра и оценить глубину фокуса).

Графики зависимости времени передвигания волн от углового расстояния дают возможность вычислить скорость волн в функции от глубины. Результаты таких подсчетов приведены на рис. 1.6. Скачкообразные изменения скорости на определенных глубинах происходят по поверхностям контакта между основными геологическими слоями.

Эффект отражения волн наиболее отчетливо проявляется на поверхности земли. При этом типе отражения волна P может отразиться в виде волн P или в виде волны S , которые называют соответственно PP и PS (рис. 1.7). Аналогично после отражения волны S может возникнуть как волна P , так и волна S , которые называют соответственно SP и SS .

Эффект преломления и отражения сейсмических волн создает мертвую зону (рис. 1.7) в пределах от 105 до 142° , где

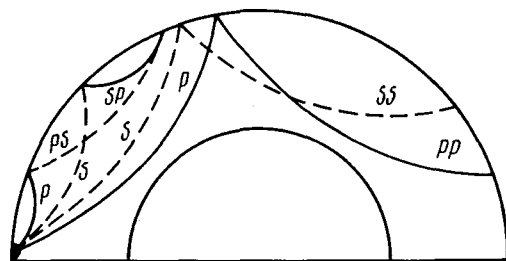


Рис. 1.7. Отражение от земной поверхности

практически прохождения волн P или волн S не отмечалось. Это явление, а также исследования отраженных волн привели к заключению, что Земля содержит жидкое ядро, способное отражать волны P и S и преломлять волны P .

Чтобы указать на отражение волны от границы земного ядра, применяют обозначение c , а ту часть волны, которая, преломившись, прошла сквозь ядро, обозначают K . Таким образом, PCs — это волна P , которая дошла до границы ядра и отразилась в виде волны S , а PK — это волна P , которая, преломившись, проникла в ядро и, снова преломившись, прошла сквозь мантию, достигнув поверхности земли в виде волны S .

Волны S , согласно наблюдениям, никогда не проходят через ядро. И это основной довод в пользу того, что ядро находится в жидком состоянии, поскольку жидкость не может передавать поперечных волн.

Есть основания полагать, что глубинный район Земли, называемый внутренним ядром, обладает существенной жесткостью и способен передавать волны S . Волны P во внутреннем ядре обозначают I .

Сейсмологические данные были использованы для получения сведений о структуре Земли. Например, выявлено нарушение непрерывности, где скорость волн P меняется скачкообразно с $6,4$ — $6,7$ до $8,1$ — $8,2$ км/с (рис. 1.8), названное по имени ученого, обнаружившего его, разрывом Мохоровичича, или Мохо-разрывом. Этот разрыв соответствует нижней границе собственно земной коры. Земная кора, определенная таким образом, имеет

толщину около 5 км под океанами и около 35 км в пределах континентов.

Из других нарушений непрерывности в земной коре наиболее значительным является разрыв Конрада, где происходит резкое изменение скорости волн P с $6,1$ — $6,4$ до $6,7$ км/с (см. рис. 1.8). Этот разрыв расположен на различных глубинах в пределах континентов и, по-видимому, разделяет гранитный и базальтовый слои.

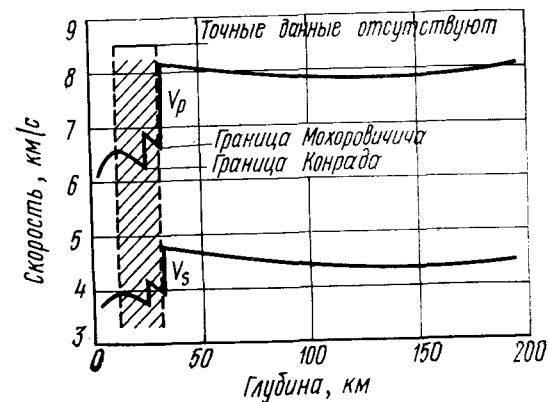


Рис. 1.8. Распределение скоростей на глубине от 200 км от поверхности земли

1.4. Характеристики сильных движений грунта

По характеру движений грунта землетрясения весьма разнообразны и отличаются друг от друга, даже если происходят в одном и том же месте. Поэтому для рационального проектирования сейсмостойких зданий важно установить те общие черты, которые все же имеют отдельные группы землетрясений. Для этой цели мы разделим землетрясения на четыре группы в зависимости от характера движения грунта.

1. Происходит практически только один толчок. Записи ускорений, скоростей и перемещений для одного из таких случаев приведены на рис. 1.9. Движения грунта подобного типа происходят только на небольших расстояниях от эпицентра, только при твердых грунтах и только при неглубоком фокусе. Если эти условия отсутствуют, многочисленные отражения волн меняют характер движений. Разрушительные землетрясения, представляющие собой всего один толчок, произошли в Агадире в 1960 г. (Despeyroux, 1960), в Ливии в 1963 г. (Minami, 1965), в Скопле в 1963 г. (Ambaraseys, 1964) и в Сан-Сальвадоре в 1965 г. (Rosenblueth and Prince, 1965). Все они отличались относительно небольшой магнитудой ($5,4$ — $6,2$), неглубоким фокусом (менее 30 км) и характером разрушений, указывающим на движение

грунта почти точно вдоль одного направления, причем в одну сторону более сильное, чем в другую. Если бы энергия движения была разложена в соответствии с вызываемой ею частотой колебаний, несомненно, выявилось бы преобладание колебаний с коротким периодом (порядка 0,2 с или менее).

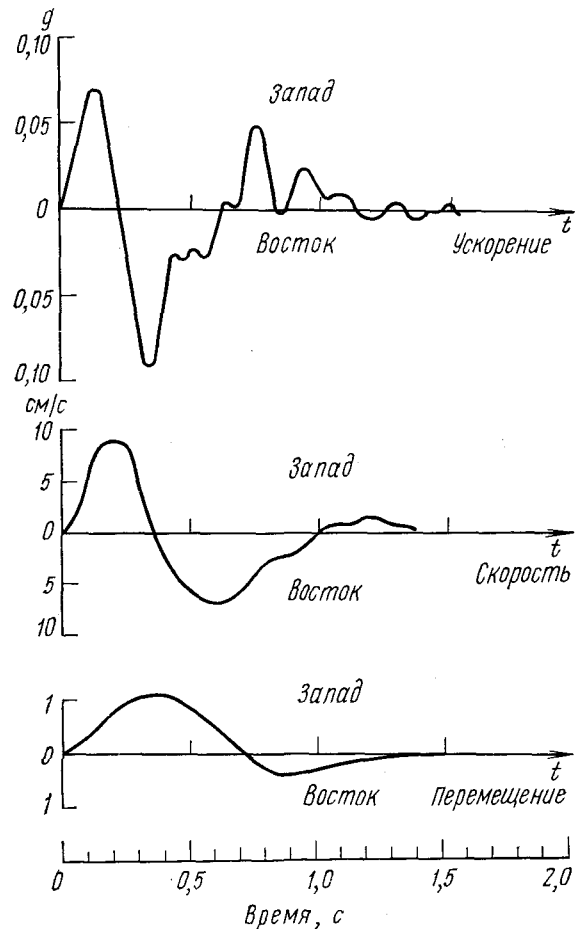


Рис. 1.9. Составляющая «восток—запад» землетрясения в Порт Гуенеме 18 марта 1957 г. (Mousher and Mudson, 1958)

2. Крайне нерегулярное движение умеренной продолжительности. Запись землетрясения в Эль-Центро в Калифорнии в 1940 г. (составляющая «север-юг») соответствует движению такого типа (рис. 1.10). Для него характерны не очень большие расстояния от фокуса и обязательно наличие твердых грунтов. Вследствие этих причин почти все землетрясения, возникающие вдоль Тихо-

океанского пояса, относятся к данному типу. Распределение энергии между широким диапазоном периодов колебаний (порядка 0,05—0,5 или 2,5—6 с) в среднем равномерное. Используя аналогию с теорией света, можно сказать, что движения данного типа близки к белому шуму. Обычно их действие почти одинаково во всех направлениях.

3. Движения грунта большой продолжительности с резко выраженным преобладанием определенных периодов колебаний. Для

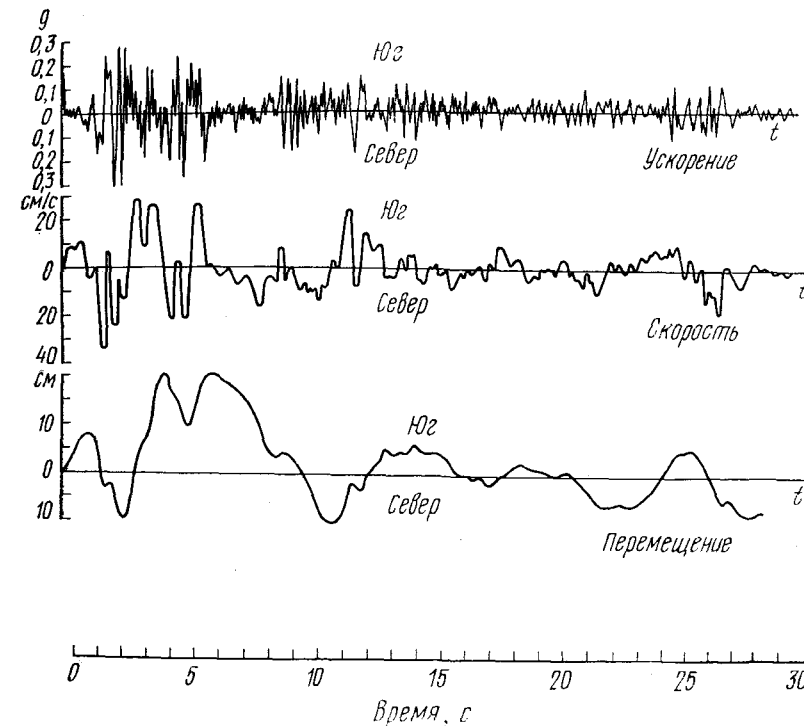


Рис. 1.10. Составляющая «север—юг» землетрясения в Эль-Центро (Калифорния) 18 мая 1940 г. (Blume, Newmark, and Corning, 1961)

иллюстрации движений этого типа приведена часть акселерограммы, записанной во время землетрясения в Мехико 6 июля 1964 г. (рис. 1.11). Такие движения возникают вследствие прохождения колебаний, вызванных землетрясениями предыдущих типов, через пласты слабого грунта, имеющего линейные или почти линейные характеристики, и последовательного отражения волн на поверхностях контакта этих пластов.

4. Движение, сопровождающееся значительными остаточными деформациями. В районах застройки могут возникнуть оползни или разжижение грунта. В качестве примеров укажем на

города Вальвидия и Пуэрто-Монт во время Чилийского землетрясения 1960 г. (Rosenblueth, 1961), Анкоридж во время землетрясения на Аляске в 1964 г. (Shannon and Wilson, 1964), и Ниигата во время японского землетрясения того же года (Falconer, 1964; Seed and Idriss, 1966).

Движения грунта могут, конечно, иметь характеристики, промежуточные между указанными выше. Например, число существенно преобладающих периодов колебаний грунта может вследствие сложности напластований быть столь большим, что

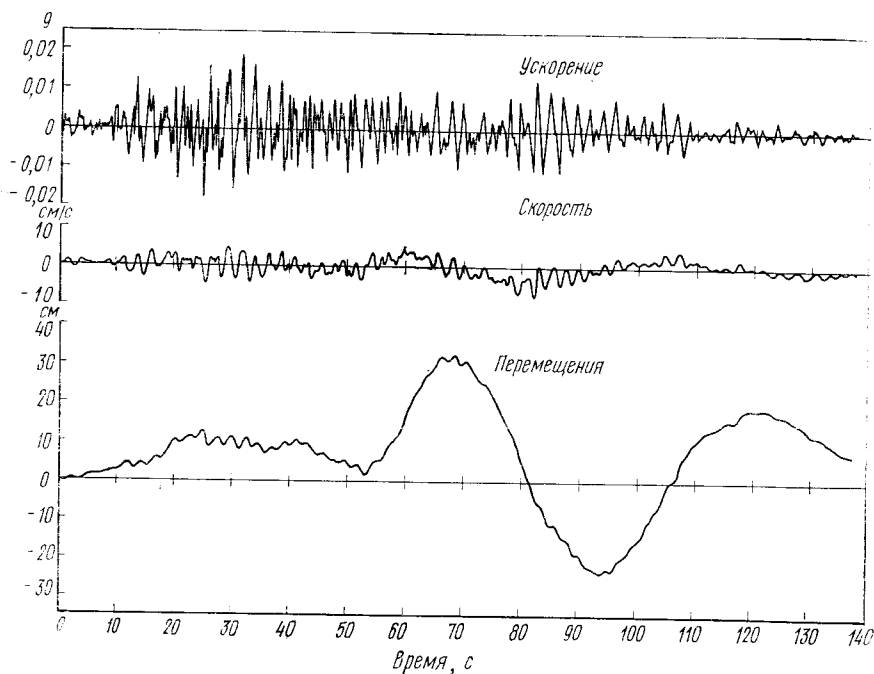


Рис. 1.11. Составляющая «север—юг» землетрясения в Мехико 6 июля 1964 г. (Rosenblueth, 1966)

Для перемещений характерны весьма преувеличенные значения, что связано с небольшими погрешностями нулевой линии акселерограммы

движения третьей группы окажутся близкими к белому шуму, нелинейность характеристик почвы может быть относительно невелика и т. д. Тем не менее предложенная классификация позволяет выявить, в какой степени движения того или иного типа обладают общностью, которая может быть учтена при проектировании¹.

¹ Эта классификация имеет скорее методическое значение, чем практическое, вследствие того, что, к сожалению, редко удается прогнозировать тип землетрясения.

Наибольшее внимание привлекли движения, по спектрам близкие к белому шуму. Это объясняется их относительной пространственностью, наличием большого числа инструментальных записей, простотой (при подобных воздействиях) моделирования работы обычных сооружений на аналоговых и цифровых вычислительных машинах, а также простотой аналитического исследования этой работы¹. Вследствие нерегулярного характера движений грунта аналитические исследования должны быть основаны на теории вероятностей, между тем моделирование имеет целью использование метода Монте-Карло, включая статистическую интерпретацию результатов.

К первому типу землетрясений, вследствие его простоты, очевидно, могут быть применены детерминистские методы. В настоящее время единственным серьезным препятствием для этого является ограниченность имеющихся инструментальных записей.

Третий тип землетрясений возникает при прохождении колебаний, вызванных движениями первого или второго типа, через линейный грунтовой фильтр. Поэтому он, так же как и первые два типа, может быть исследован аналитически и, так же как второй тип, — методом Монте-Карло.

Четвертый тип землетрясений труден как для аналитического исследования, так и для моделирования, и, кроме того, вряд ли целесообразно изучать работу сооружения при этих условиях. Как правило, попытка обеспечить прочность здания при больших обрушениях или сдвигах грунта не имеет практического смысла. Очевидно, целесообразнее выяснить, при каких условиях и где могут произойти такие обрушения, вместо того чтобы возводить сооружение в произвольном месте или принимать меры для обеспечения устойчивости грунта, пусть даже только локальной.

По соображениям, приведенным выше, и для краткости изложения мы уделим основное внимание второму типу движений — близкому к белому шуму.

1.5. Связь параметров движения грунта с магнитудой и фокусным расстоянием

Для сильных землетрясений при твердых грунтах и коротких или средних фокусных расстояниях можно оценить форму спектральных кривых, зная для какого-либо направления максимальные значения ускорения грунта a , скорости v и перемещения d .

При малом затухании и сглаженных (усредненных по участкам) спектральных кривых максимальное ускорение A , максимальная спектральная псевдоскорость относительно грунта V , максимальное спектральное перемещение D приблизительно составляют соответственно $4a$, $3v$ и $2d$ (Blume, Newmark and Corning,

¹ Видимо, последнее соображение было основным. Однако в годы, прошедшие после издания этой книги, основное внимание в исследованиях уделялось, пожалуй, моделям в виде узкополосных процессов. (Прим. науч. ред.).

1961). Используя эти данные и учитывая, что A стремится к a , когда период собственных колебаний T стремится к нулю, а D стремится к d , когда T стремится к бесконечности, можно вычертить в логарифмическом масштабе довольно точные эскизы сглаженных спектральных кривых.

При другом подходе принимают, что линии a , v и d на логарифмическом графике совпадают со сглаженными спектральными кривыми для коэффициента затухания, равного 25% (Esteve

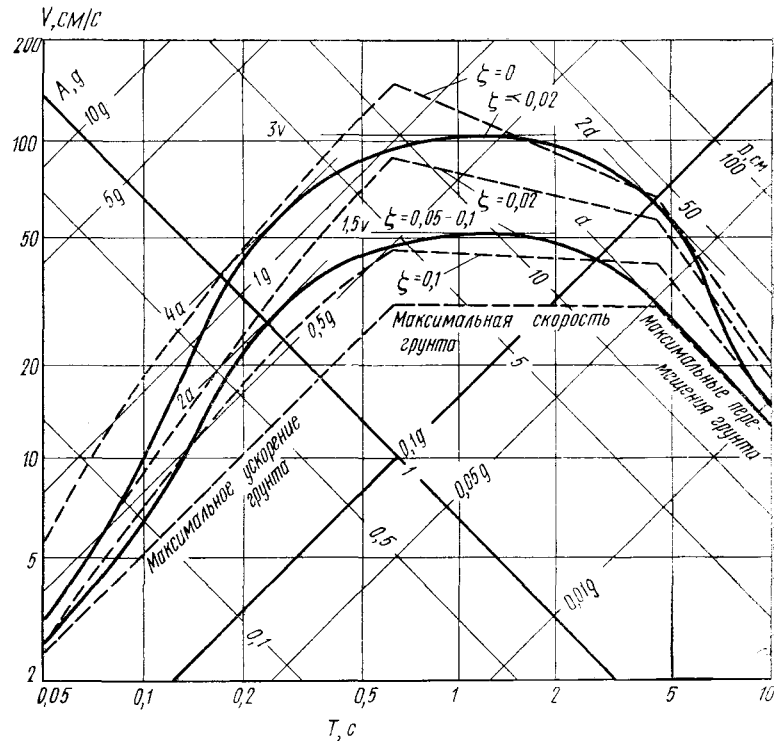


Рис. 1.12. Прогнозируемые упругие сейсмические спектры. — по данным Блума, Ньюмарка и Корнинга (1961), — по данным Эстева и Розенблюэта (1964)

and Rosenblueth, 1964), а кривые для других значений этого коэффициента находят из условия, что их ординаты в среднем пропорциональны значению $(1+0,6\xi\omega s)^{-0,45}$ или $(1+0,5\xi\omega s)^{-1/2}$, где ξ — коэффициент затухания, ω — круговая частота собственных колебаний, а s — длительность «эквивалентного» движения грунта с постоянной интенсивностью в единицу времени. В качестве расчетной длительности принимают примерно половину длительности осязаемого движения для средних и сильных землетрясений, в среднем 12,5 с для сильных землетрясений, заре-

гистрированных вдоль западного побережья (США) (Rosenblueth and Bustamante, 1962).

На рис. 1.12 дано сравнение спектральных кривых, построенных тем и другим методом. Вопрос об ожидаемой форме спектральных кривых будет разобран детальнее в гл. 3.

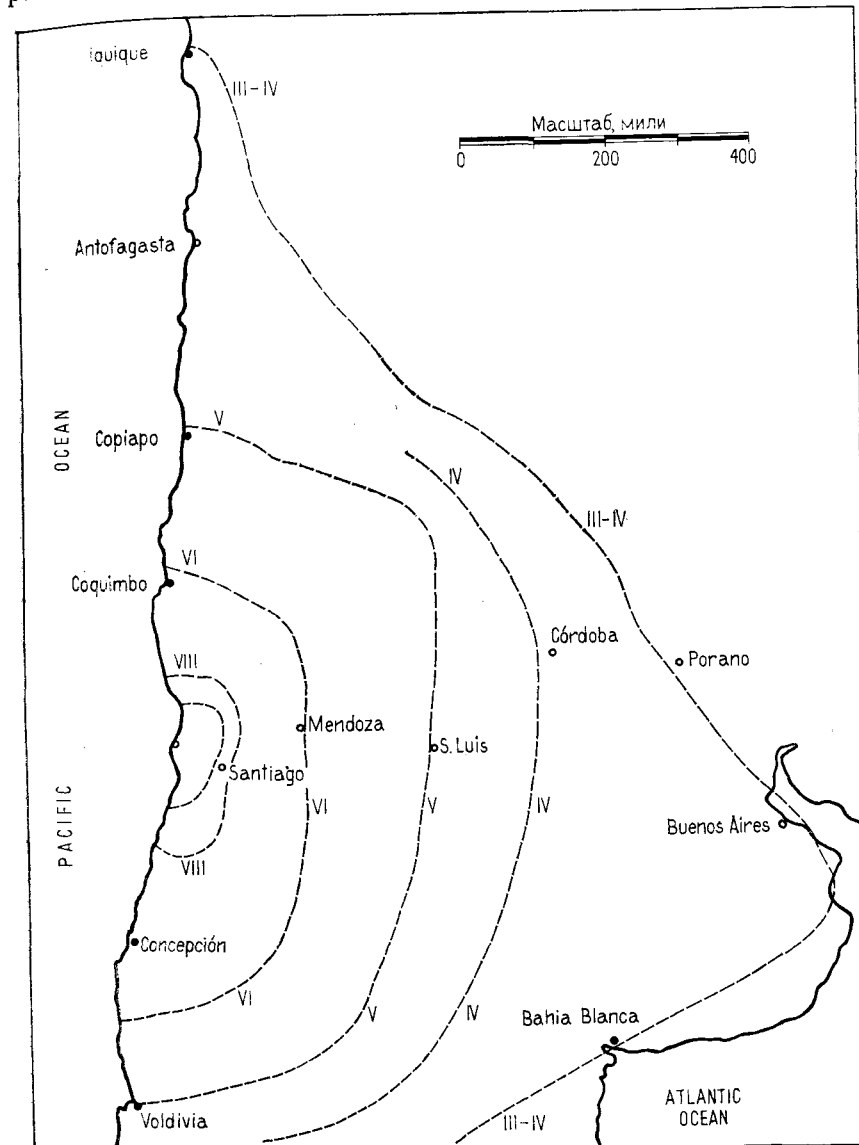


Рис. 1.13. Изосеймы землетрясения в Вальпарайзо, 1966 г. (Rudolph and Tams, 1907; Davison, 1936)

Из сказанного следует, что, располагая способом оценки значений a , v , d и желательнo также s в функции магнитуды и фокусного расстояния, мы весьма просто сможем оценить и расчетные значения ординат спектральных кривых для твердых грунтов. После этого можно оценить также расчетный спектр для движений на поверхности слабых грунтов, сквозь которые

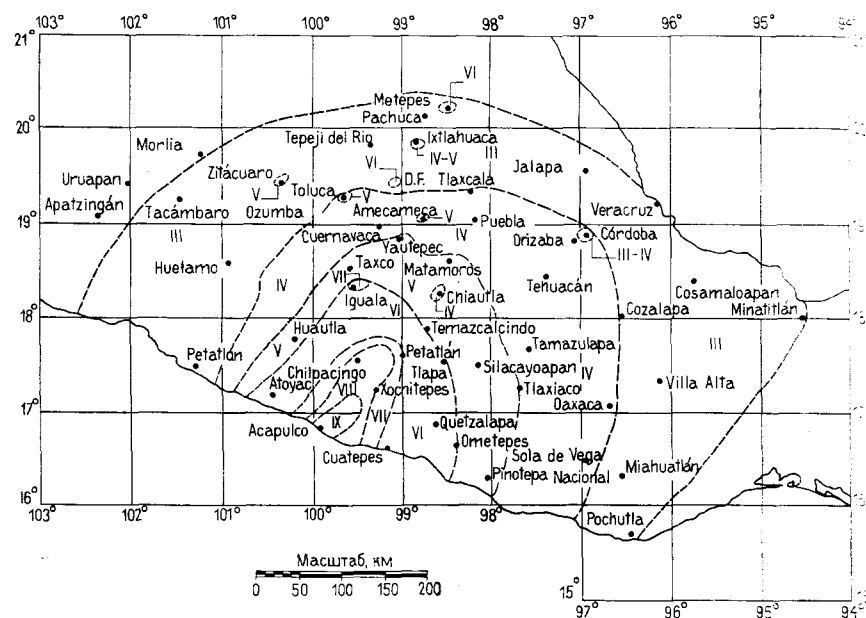


Рис. 1.14. Изосейсмы землетрясения в Мексике 19 мая 1962 г. (Figueroa, 1963)

прошли колебания, возникшие в расположенных ниже твердых пластах.

Линии равной интенсивности — изосейсмы — часто вытянуты, они отражают основные географические и геологические (преимущественно ортографические и тектонические) особенности района (рис. 1.13—1.15 — см. Davidson, 1936; Figueroa, 1963). Это явление может быть связано со способностью грунтов передавать волны в данном направлении лучше, чем в перпендикулярном, но, по-видимому, в большей степени оно отражает характер возникновения землетрясений.

Предположение о том, что систематическое отклонение изосейсм от круговой формы связано только с характеристиками землетрясения в области фокуса, не имеет под собой оснований. Оно приводит к выводу, что характеристики движений грунта, вызванных ядерными взрывами, должны подчиняться радиальной симметрии, а это не соответствует действительности. Результаты обработки записей движений грунта при одном из

атомных взрывов (Jordan, Black, and Bates, 1965) показывают, что изосейсмы явно отклоняются от формы дуги окружности. Для инженерных целей нас редко интересуют эпицентральные расстояния порядка 600 км и более. В этих пределах изосейсмы

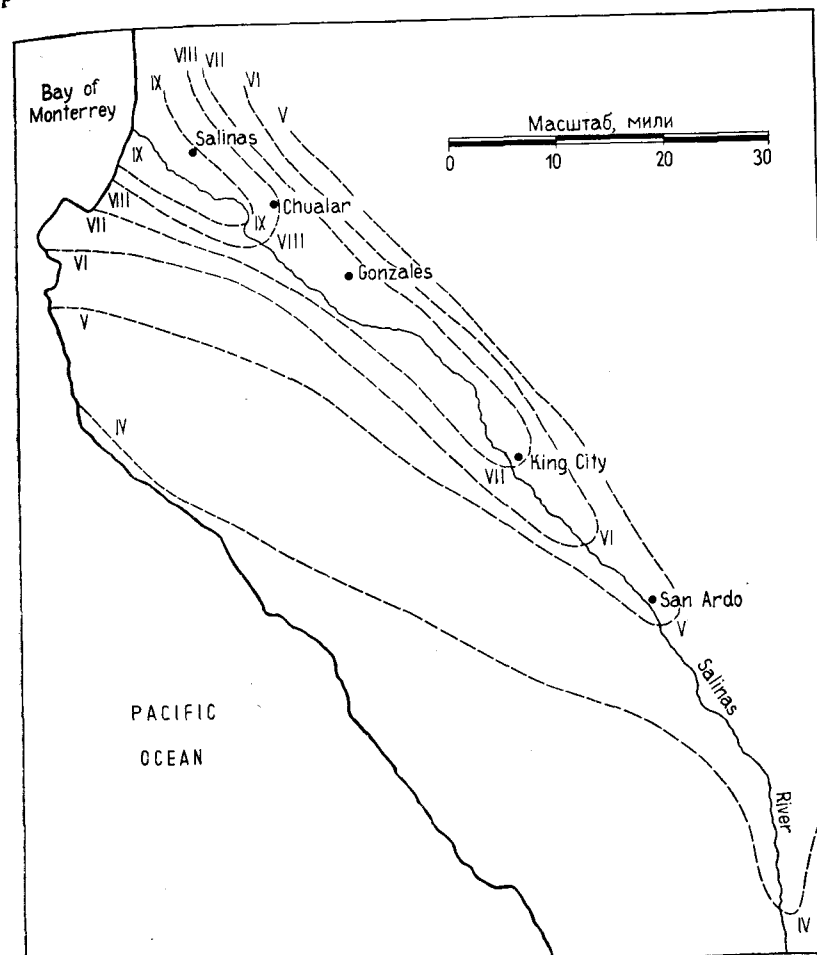


Рис. 1.15. Изосейсмы землетрясения в Калифорнии (Салинас Вэли) в 1906 г. (Lawson, 1908 and 1910; Davison, 1936)

на рис. 1.16 отличаются меньшей анизотропией и нерегулярностью, чем вне их, однако даже и в этих пределах, несмотря на полную радиальную симметрию порождающего возмущения, отклонение кривых от дуг окружностей достаточно отчетливо.

Во многих случаях можно ожидать значительной дисперсии корреляционных связей, которые мы пытаемся установить в

этом параграфе, если не будет учтено влияние местных геологических условий и направления между рассматриваемой точкой и эпицентром. Однако приемлемых методов учета этого влияния пока нет.

Для сферических волн зависимость a , v и d от фокусного расстояния R определяется суммой двух членов, из которых один пропорционален R^{-1} , а другой — R^{-2} . Для цилиндрических волн эти величины вблизи фокуса меняются как $\ln R$, а на больших расстояниях пропорциональны $R^{-1/2}$. Они относятся к распространению волн в консервативной среде. Помимо этого затухание сейсмических волн связано также с внутренним затуханием.

Мы исходим из того, что при не очень больших и не очень малых R можно получить аппроксимацию a , v и d с помощью отрицательных степеней R порядка R^{-1} — R^{-2} . Предполагаем также линейную зависимость a , v и d от экспоненциальной функции магнитуды, что следует из самого определения последних (см. 1.2).

При установлении эмпирических зависимостей максимального ускорения, скорости и перемещения от магнитуды и фокусного расстояния должны быть соблюдены два условия. Во-первых, в горных породах влияние внутреннего поглощения, эквивалентно умножению колебания с частотой ω на величину $\exp(-\beta\omega R)$, где β не зависит от ω . Следовательно, с удалением от фокуса движение грунта по своему характеру приближается к гармоническим колебаниям с постоянно возрастающим периодом, а поскольку для гармонических колебаний $ad/v^2 = 1$, эта величина должна приближаться к 1 при стремлении R к бесконечности. Для установившихся прямоугольных импульсов ускорения

$ad/v^2 = \frac{1}{2}$, и можно показать, что это минимально возможное значение (Newmark, 1968).

Во-вторых, с приближением R к нулю характер движения грунта все более отличается от гармонических колебаний. Исключив из рассмотрения область, очень близкую к фокусу, мы найдем, что с уменьшением R движения грунта становятся близкими к белому шуму, для которого значение ad/v^2 бесконечно. Следовательно, в разыскиваемых соотношениях значения ad/v^2 должны резко возрасть при стремлении R к нулю.

Эстева (Esteva, 1969), основываясь на предложении Хендрона (Newmark, 1968), нашел следующие выражения, справедливые для твердых грунтов:

$$\begin{aligned} a &= 1230e^{0,8M}(R+25)^{-2}; \\ v &= 15e^M(R+0,17e^{0,59M})^{-1,7} \end{aligned} \quad (1.4)$$

и

$$\frac{ad}{v^2} = 1 + \frac{400}{R^{0,6}}.$$

Здесь размерность a , v и d соответственно см/с², см/с и см, а R принимается в километрах. Первые два выражения были откорректированы методом наименьших квадратов (рис. 1.16 и 1.17). Выражение ad/v^2 было аппроксимировано так, чтобы удовлетворить условиям, отражающим стремление R к нулю и бесконечности, а порядок значений, которые это выражение да-

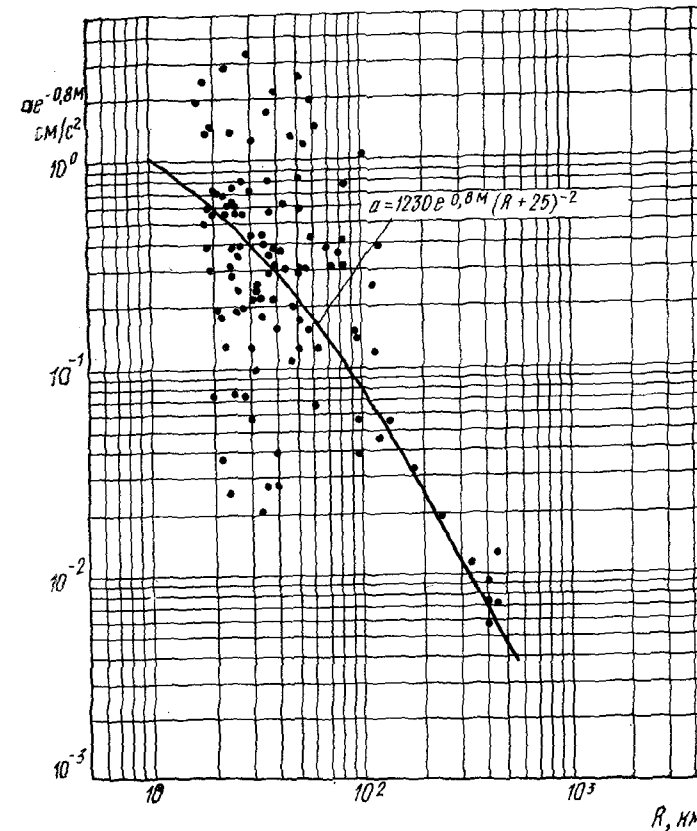


Рис. 1.16. Изменение максимального ускорения грунта в зависимости от фокусного расстояния (Esteva, 1969)

ет, сверен с имеющимися данными. Для большинства землетрясений, представляющих практический интерес, значения ad/v^2 в соответствии с этим уравнением оказываются в пределах от 5 до 15.

Сопоставляя уравнение (1.2) со вторым из уравнений (1.4), получаем:

$$J = 1,44 M + F(R), \quad (1.5)$$

где F — убывающая функция от R , на которую мало влияет M .

Для средних значений R это соотношение хорошо совпадает с корреляциями между магнитудой и интенсивностью, предложенными другими авторами (Gutenberg and Richter, 1956; Grovsky, 1962; Seed, Idriss, and Kiefer, 1968).

Предложенные уравнения (1.4) удовлетворяют условиям, которые мы наложили на ad/v^2 . Эти уравнения, по-видимому, до-

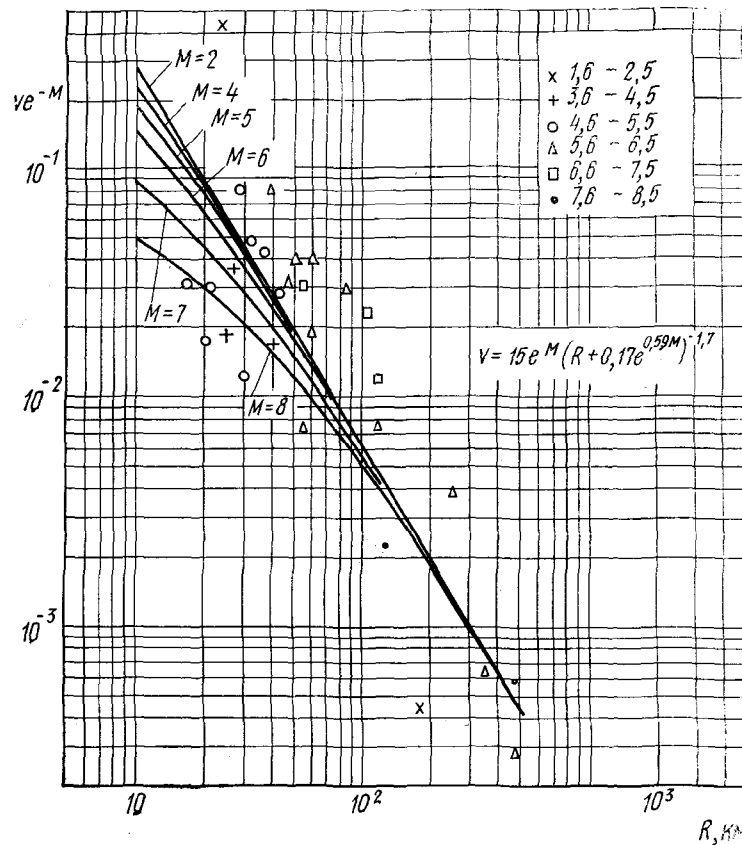


Рис. 1.17. Изменение максимальной скорости грунта в зависимости от фокусного расстояния (Esteva, 1969)

статочно точны при средних и больших фокусных расстояниях, хотя дисперсия высока даже и в этих пределах.

Полученные выражения относятся к случаю, когда землетрясение возникает в одном фокусе. Для более сложных механизмов возникновения потребовались бы функциональные зависимости, отличные от принятых в уравнениях (1.4), хотя и эти уравнения были скорректированы по сравнению с ранним ва-

риантом (Esteva and Rosenbluth, 1964), с тем чтобы при стремлении R к нулю они давали конечные значения a , v и d .

Трудно установить верхний предел для a в фокусе. Исходя из прочности большинства горных пород и приняв, что механизм возникновения землетрясения всегда представляет собой смещение по сбросу, Хаузнер пришел к выводу, что максимальное ускорение не может превышать $0,5 g$ (g — ускорение свободного падения). Этот предел неприемлем и должен быть повышен по крайней мере до $1 g$, а возможно и до $1,5 g$, если заслуживают доверия данные о землетрясении 1897 г. в Ассаме, где были отмечены вертикальные ускорения, превышающие g (Richter, 1958)¹. Возможно также, что величина фокусных ускорений должна меняться в зависимости от M .

Максимально возможная скорость грунта вблизи поверхности земли может быть приближенно установлена исходя из следующих предпосылок. Наибольшей силы землетрясение достигает в фазе S . Поперечные перемещения, соответствующие волнам этой фазы, удовлетворяют выражению

$$x = x(R \pm v_s t), \quad (1.6)$$

где v_s — скорость поперечной волны, а t — время.

Отсюда следует, что

$$v_s \frac{\partial x}{\partial R} = \pm \frac{\partial x}{\partial t}.$$

Значение $\partial x / \partial R$ не может быть больше той величины относительного сдвига, при которой материал разрушается. Соответственно $\partial x / \partial t$ не может быть больше этой же величины, умноженной на v_s . Большинство скальных пород разрушается при относительных сдвигах порядка $0,0005$ (если отсутствует высокое литостатическое давление), следовательно, при скорости поперечных сейсмических волн порядка 3 км/с приближенное значение y составляет $1,5 \text{ м/с}$ (см. Ambraseys, 1969).

Этой предельной скорости грунта, согласно уравнению (1.2), соответствует по шкале MM максимально возможная интенсивность $I=11$. Однако возможность превышения предельной скорости при высоких сжимающих напряжениях в грунте, а также разброс в корреляции между v и I дают больше оснований считать верхний предел интенсивности равным 12 .

Некоторые данные указывают на то, что уравнения типа (1.4) при очень больших магнитудах дают для a (а вероятно, и для v) завышенные значения (Housner, 1965). Тем не менее нельзя считать такие уравнения полностью непригодными для составления карт сейсмического районирования по величине

¹ При землетрясении в Газли (1976 г.) была инструментально зарегистрирована вертикальная компонента ускорения, превышающая $1,3 g$. (Прим. науч. ред.).

магнитуд, и мы используем их для этой цели в гл. 2. Это будет полезным хотя бы с иллюстративной точки зрения, поскольку такой метод может быть применен и при более достоверных корреляциях, когда они будут в нашем распоряжении.

Предложена также формула для ожидаемой длительности движения типа белого шума, имеющего постоянную интенсивность в единицу времени и эквивалентного землетрясению с данной магнитудой и фокусным расстоянием¹:

$$s = 0,02e^{0,74M} + 0,3R, \quad (1.7)$$

где s — ожидаемая эквивалентная длительность, с; R — в километрах.

Имеющиеся данные (хотя и недостаточные) были обработаны для установления дисперсии действительных эквивалентных длительностей землетрясений по отношению к этой формуле. По-видимому, коэффициенты вариации для s не меньше, чем соответствующие коэффициенты для v применительно ко второй из формул (1.4).

При описанном способе оценки ожидаемых значений ординат спектральных кривых необходимо вычисление ожидаемых значений a , v и d как функций магнитуды и фокусного расстояния. Рэскон и Корнел (Rascón and Cornell, 1969) разработали более прямой и удачный, хотя и более трудоемкий, способ. Он состоит в моделировании механизма возникновения землетрясений в виде ряда фокусов расположенных с небольшими промежутками вдоль геологического разрыва. Предполагается, что источник землетрясения передвигается от одного фокуса к другому со скоростью распространения трещин (примерно равной скорости поперечных волн). Таким образом, последовательно в каждом фокусе возникают волны P и S . При этом учитываются стохастичность процесса распространения волн (для моделирования многочисленных и нерегулярных отражений и преломлений) и их модификация при прохождении через геологические пласты. Спектральные кривые, полученные для моделированных землетрясений, очень хорошо согласуются с теми движениями грунта, для которых имеется информация о разрывах, послуживших их причиной. Та же методика может быть применена для моделирования иных механизмов возникновения землетрясений.

Метод Рэскона и Корнела, правда, не учитывает ни влияния анизотропии и нерегулярности геологических напластований, ни эффекта тех фокусов, которые не расположены непосредственно вдоль основного разрыва, ни даже того факта, что при одном и том же землетрясении количество энергии, высвобождаемой разными фокусами, резко различно. Тем не менее этот метод намного совершеннее других методов оценки спектра землетря-

сений по их фокусным характеристикам и удовлетворяет большинству современных инженерных требований. Мы вернемся к вопросу о моделировании землетрясений в подразд. 3.10.

1.6. Три составляющие поступательного движения грунта

Предположим, что спектр движения грунта получен по записям в двух перпендикулярных горизонтальных направлениях, а нас интересует линейная система с одной горизонтальной степенью свободы, расположенной произвольно по отношению к этим двум направлениям. Пусть $q(t)$, $q_1(t)$ и $q_2(t)$ означают соответственно реакцию системы на сейсмическую нагрузку для случаев, когда степень свободы расположена под углом φ к направлению 1 или параллельно каждому из ортогональных направлений 1 и 2 (здесь t — время). Поскольку система линейна, мы можем написать:

$$q(t) = q_1(t) \cos \varphi + q_2(t) \sin \varphi.$$

Далее, пусть Q означает $\max_t |q|$. Не обязательно Q_1 и Q_2 совпадают по времени, поэтому ясно, что

$$Q \leq \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2}. \quad (1.8)$$

Это соотношение дает возможность найти верхние границы реакции простых систем¹ при двух горизонтальных составляющих движения, используя границы для одной составляющей, которые мы получим в гл. 3.

Инструментальная информация о землетрясениях, представляющих собой один толчок, невелика. Обычно наши сведения о них основаны на не слишком достоверных данных о последствиях движения грунта в том направлении, где эффект был наиболее сильным, и мы практически ничего не знаем о движении грунта в перпендикулярном направлении. Представляет интерес оценка реакции сооружения в произвольном направлении для землетрясений этого типа при известной величине максимальной реакции, так как у некоторых сооружений все основные степени свободы расположены в одном направлении.

Ввиду ограниченности информации разработка отдельной теории для землетрясения этого типа вряд ли целесообразна. Поэтому мы будем считать, что методы, развиваемые здесь для землетрясений второго типа, применимы также и к землетрясениям, представляющим собой один толчок.

Как мы увидим далее, для землетрясений второго или третьего типа (когда последний возникает вследствие прохождения движений второго типа через грунтовой фильтр) ожидаемые максимумы численных значений реакции сооружения при отдельных

¹ Под простой системой здесь понимается система с одной степенью свободы и с постоянными параметрами. (Прим. перев.).

¹ По данным Эстева и Розенблюэта, 1964.

землетрясениях представляют больший интерес, чем их действительные максимумы.

Изложим метод оценки математического ожидания Q и Q_{\max} в функции Q_1 и Q_2 , где Q_{\max} — максимальное (из всех направлений) значение Q . Этот метод довольно груб, но тем не менее достаточно точен для многих практических целей.

Поскольку Q_1 и Q_2 заданы, мы должны сформулировать зависимость Q от направления так, чтобы удовлетворить уравнению (1.8). Примем, что движение грунта есть результат двух

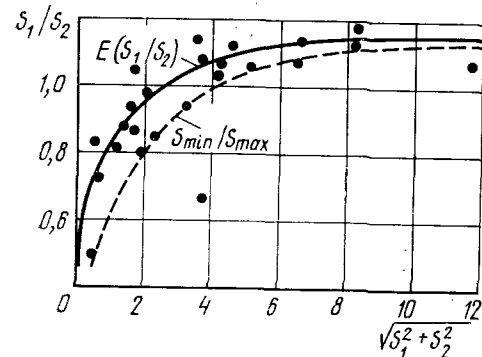


Рис. 1.18. Корреляция между $(S_1^2 + S_2^2)^{1/2}$ и S_1/S_2 (Rascón, 1967)

взаимно перпендикулярных и стохастических нескоррелированных процессов (см. подразд. 3.3), параллельных каким-то двум направлениям, например x и y . Можно показать (Rascón, 1967), что при этих условиях ожидаемая величина реакции простой линейной системы имеет максимум или минимум когда направление ее степени свободы параллельно либо x либо y . В соответствии с этим обозначим реакции по этим двум

направлениям Q_{\max} и Q_{\min} . Для землетрясений второго типа максимальные значения реакций в противоположных направлениях одной и той же оси почти равны, но это не относится к землетрясениям в виде одного толчка. Разница не играет роли, если критерий обрушения основан на численно наибольшей реакции. Мы ограничимся описанием событий в первом квадранте плоскости. Результаты можно будет распространить и на более общие условия.

При сделанных допущениях квадраты обоих ожидаемых значений будут аддитивны вдоль любого заданного направления [ход рассуждений, который приводит к этому заключению, аналогичен методу, часто применяемому в гл. 3 и 4. Он основан на том, что дисперсии независимых случайных переменных аддитивны и что Q пропорциональна дисперсии $q(t)$]. В соответствии с этим получим для ожидаемой реакции Q :

$$Q^2 = Q_{\min}^2 \cos^2 \theta + Q_{\max}^2 \sin^2 \theta, \quad (1.9)$$

где θ — угол между направлениями Q_{\min} и Q (Rascón, 1967).

Как показано на рис. 1.19, существует строгая корреляция между $(S_1^2 + S_2^2)^{1/2}$ и S_1/S_2 , где S_1 и S_2 — спектральные интенсивности Хаузнера [по (7.3)] для нулевого затухания (см. Хаузнер,

1962). Направления записи регистрирующих приборов выбраны так, что $S_1 \leq S_2$. Сплошная кривая была скорректирована по эмпирическим данным. Исходя из предположения, что эта кривая дает ожидаемые значения S_1/S_2 , подсчитали соответствующие значения S_{\min}/S_{\max} . По ним была построена пунктирная кривая. Если зависимость между S_{\min}/S_{\max} и $(S_1^2 + S_2^2)^{1/2}$ является детерминистской, то ни одно значение S_1/S_2 не должно лежать ниже пунктирной линии. Тот факт, что этому условию не удовлетворяют всего две точки, говорит в пользу существующей гипотезы о наличии детерминистской зависимости между отношением минимальной и максимальной интенсивности и квадратным корнем из суммы квадратов S_1 и S_2 . Связанные с этим погрешности будут во всяком случае меньше, чем дисперсия действительных интенсивностей.

Корреляции на рис. 1.18 можно дать следующее объяснение. Большие значения $S_1^2 + S_2^2$ соответствуют большим магнитудам и (или) малым фокусным расстояниям. Если землетрясение возникает вследствие сдвигов вдоль геологического разрыва, то каждому из этих условий должно сопутствовать еще одно условие: большая величина угла с вершиной в рассматриваемой точке и сторонами, направленными к началу и концу линии сдвига (см. Rascón and Cornell, 1969), за исключением тех случаев, когда прямая, соединяющая центр линии сдвига и точку на поверхности, почти коллинеарна линии разрыва. Этим объясняется наличие нескольких точек ниже пунктирной кривой на рис. 1.18. Отсюда следует, что корреляция этого типа не всегда применима к землетрясениям с иным механизмом возникновения.

В соответствии с нашими допущениями мы можем заменить S на Q в полученных соотношениях. Предполагая, что Q_{\min}/Q_{\max} фиксировано, Рэскон вычислил значения $E_\theta(Q) (Q_1^2 + Q_2^2)^{-1/2}$, независимые от отношения Q_1/Q_2 , где $E_\theta(Q)$ — математическое ожидание реакции, а θ равномерно распределено в интервале $0, \pi/2$. Эти данные представляют интерес для сооружений с одной степенью свободы, ориентированной случайно по отношению к регистрирующим приборам. Результаты показаны на рис. 1.19.

Рассмотрим теперь линейную систему с двумя взаимно перпендикулярными степенями свободы, в которой возникают два вида колебаний с одинаковыми периодами и коэффициентами затухания. Собственная частота и коэффициент затухания не зависят от направления колебаний (случай невесомого круглого стержня, поддерживающего сосредоточенную массу). Для такой системы максимальная реакция всегда равна Q_{\max} , так как вследствие симметрии направление не имеет значения. Поэтому представляет интерес вычисление такой величины, как, например Q_{\max}/Q_2 , по заданному Q_1/Q_2 (см. рис. 1.19).

Если значение Q_{\max} было оценено по результатам последст-

вия землетрясения, представляет интерес вычислить $E_\theta(Q)/Q_{\max}$ с тем, чтобы определить ожидаемое воздействие на сооружений с одной степенью свободы, ориентированное произвольно относительно направления Q_{\max} . На рис. 1.20 даны значения $E_\theta(Q)/Q_{\max}$ в функции от Q_{\min}/Q_{\max} .

Для систем, имеющих в двух взаимно перпендикулярных направлениях степени свободы с несвязанными формами собственных колебаний с различными периодами, критерии разрушения часто таковы, что эффект землетрясения в каждом направлении может быть получен путем анализа форм колебаний и комбинации соответствующих им значений реакций независимо от каждого направления (в соответствии с выводами гл. 4).

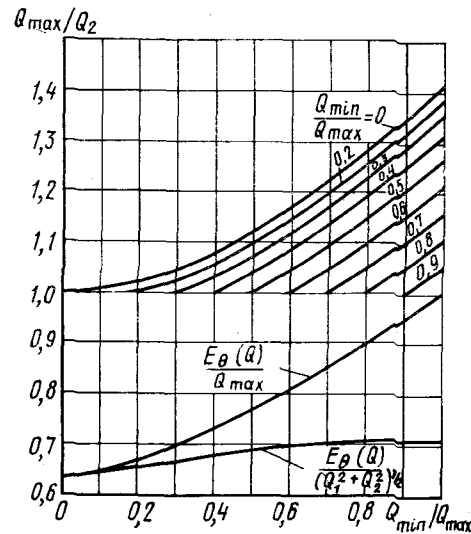


Рис. 1.19. Соотношения между $E(Q)$, Q_1 , Q_2 , Q_{\min} и Q_{\max} (Rascón, 1967)

После этого необходимо найти комбинацию эффектов обоих направлений как квадратный корень из суммы квадратов соответствующих величин реакции. Изложенное выше, по-видимому, применимо также и для землетрясений, возникших вследствие прохождения движений второго типа через слабые пласты. Когда землетрясения, характеризующиеся четко выраженным преобладанием определенных периодов колебаний, возникают как результат прохождения движений в виде одного толчка через грунтовой фильтр, распределение для Q_{\min}/Q_{\max} будет, очевидно, подчинено условиям, промежуточным между условиями первого и второго типа землетрясений. Во всяком случае на это указывают данные об одном землетрясении, последствия которого можно было наблюдать как в условиях скальных грунтов, так и при песчаных напластованиях средней плотности¹.

Мы располагаем довольно скудными данными о вертикальной составляющей движения грунта. Тем не менее, некоторые обобщения возможны. Во-первых, основная часть энергии землетрясения передается волнами S , и при наличии у поверхности горизонтальных напластований слабого грунта направление этих волн вследствие их преломления приближается к вертика-

¹ Землетрясение 1965 г. в Сан-Сальвадоре (Rosenblueth and Prince, 1965)

льной. Поэтому относительная роль вертикальной составляющей движения грунта возрастает с повышением твердости верхних слоев. Во-вторых, относительная роль этой составляющей обычно является убывающей функцией отношения эпицентрального расстояния X к глубине фокуса H . Весьма существенную роль, несомненно, играет и механизм возникновения землетрясения, особенно вблизи эпицентра. При определенных условиях отношение максимальных значений вертикального (a_v) и горизонтального (a_h) ускорений, вероятно, превышает¹ 1. Для землетрясения 1940 г. в Эль-Центро при $X/H=2$ отношение a_v/a_h оказалось равным 0,85, а для землетрясения в Мехико (май 1962 г.) при $X/H=0,1$ оно составило² всего лишь 0,27.

Большинство строительных норм не учитывает вертикальной составляющей движения грунта. Однако, как будет показано в гл. 8, в некоторых случаях эта составляющая весьма существенна для расчета.

1.7. Вращательные составляющие и другие пространственные характеристики движений грунта

В основаниях сооружений обычных размеров движение различных частиц грунта не будет одинаковым. Фундаменты, если их горизонтальная жесткость относительно велика, способствуют однотипности движения этих частиц, приближая характер перемещений основания к перемещениям жесткой плиты. И если при этом размер сооружения в направлении движения волны намного (например, в 4 раза) меньше ее длины, то можно (пренебрегая взаимодействием основания с сооружением, которое зависит от физического полярного момента инерции последнего) полагать, что поворот фундамента и поворот грунта будут близки друг к другу.

Для решения вопроса о том, можно ли считать их равными, следует принять во внимание следующие соображения.

Длина волны равна произведению ее периода на скорость. С инженерной точки зрения наиболее важны те сейсмические волны, период которых близок к периоду собственных колебаний сооружения. Для большинства зданий представляет интерес период собственных колебаний порядка 0,2 с и более. С другой стороны, вследствие преломления волн при их прохождении через поверхности контакта между слоями грунта или грунта и скальных пород направление волн вблизи поверхности приближается к вертикали. В соответствии с этим скорость волн на поверхности практически не отличается от скорости поперечных

¹ На акселерограмме землетрясения в Газли (1976 г.) максимальная ордината вертикальной составляющей почти в 2 раза превышает максимальную ординату горизонтальной составляющей. (Прим. науч. ред.).

² Здесь a_h — максимум горизонтальных ускорений в двух произвольных ортогональных направлениях.

волн в подстилающих горных породах, так как именно поперечными волнами передается основная часть энергии землетрясения. Отсюда следует, что скорость волн, которая важна с инженерной точки зрения, составляет примерно 3000 м/с, а соответствующая ей длина волн имеет порядок $0,2 \cdot 3000 = 600$ м.

Эти соображения приводят к выводу, что для большинства зданий, резервуаров, труб и башен допущение о равенстве поворотов основания и грунта не будет слишком осторожным, хотя оно, быть может, и неприменимо для сооружений с большими размерами в плане или большой длиной, таких, как плотины и некоторые виды мостов.

При таком допущении теория упругости дает следующее выражение для поворота основания относительно вертикальной оси как функции времени:

$$\varphi = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial x_1}{\partial X_2} - \frac{\partial x_2}{\partial X_1} \right), \quad (1.10)$$

где $x_{1,2}$ — перемещения грунта в направлениях $X_{1,2}$.

Ньюмарк (1969) применил это соотношение для определения кручения симметричных зданий под действием сейсмических сил, заменив уравнение (1.10) уравнением

$$\varphi = \frac{\partial x_1}{\partial X_2}. \quad (1.11)$$

Полагая, что перемещение x_1 вызвано поперечной волной, движущейся в направлении X_2 , можем написать:

$$x_1 = x_1 \left(t - \frac{X_2}{v_s} \right),$$

где v_s — скорость этой волны.

Следовательно,

$$\varphi = \frac{\dot{x}_1}{v_s}$$

и

$$\max |\varphi| = \frac{v_1}{v_s}, \quad (1.12)$$

где v_1 — максимальная скорость грунта в направлении X_1 .

Аналогично можно показать, что

$$\max_t |\dot{\varphi}| = \frac{a_1}{v_s} \quad (1.13)$$

и

$$\max_t |\ddot{\varphi}| = \frac{h_1}{v_s}, \quad (1.14)$$

где a_1 и h_1 — максимальные численные значения соответственно для \dot{x}_1 и для $\partial^3 x_1 / \partial t^3$.

Рассмотрим бесконечно жесткое, квадратное в плане здание со стороны основания, равной 30 м. Все конструктивные элементы, воспринимающие сдвигающую силу и крутящий момент, расположены вдоль периметра основания. Пусть большинство существенных для нас сейсмических волн имеет период 0,2 с, причем $v_s = 3000$ м/с. Максимальное значение производной от ускорения грунта приближенно равно $(2\pi/0,2) a_1 = 31,4 a_1$. Отсюда, согласно уравнению (1.14), максимальное угловое ускорение составляет $31,4 a_1 / 3000 = 0,0105 a_1$. Максимальное сдвигающее усилие от действия a_1 равно $a_1 M$, где M — масса сооружения. В соответствии с этим максимальное сдвигающее усилие по одной стороне периметра от поступательного перемещения равно $a_1 M / 2$. Крутящий момент находим как произведение $\ddot{\varphi}$ на физический полярный момент инерции сооружения. Это произведение будет равно $\ddot{\varphi} M b^2 / 6$ при условии, что масса сооружения равномерно распределена в плане (b — длина стороны основания). Этот крутящий момент должен быть воспринят элементами, расположенными вдоль периметра основания. Ему соответствует сдвигающее усилие $\ddot{\varphi} M b / 12$ вдоль каждой из четырех сторон периметра. Подставляя численные значения для рассматриваемого случая, найдем, что по каждой стороне максимальное сдвигающее усилие от кручения составляет 5,25% усилия, вызванного поступательным перемещением. Эффект кручения был бы значительнее при расположении элементов, воспринимающих усилия, ближе к центру основания.

Практически результаты оказываются иными вследствие гибкости сооружений. Используя методику, подобную описанной ранее для обычных спектральных кривых, можно оценить спектры максимальных значений вращения, а также его скорости и ускорения по заданным численным максимумам значений φ , $\dot{\varphi}$ и $\ddot{\varphi}$. Таким способом Ньюмарк (1969) установил, что для симметричных зданий максимальный эксцентриситет, вызванный сейсмическими силами, составляет примерно 5% размера сооружения в плане (измеренного перпендикулярно рассматриваемому направлению), но может превысить 10% этого размера для зданий с высокой основной частотой колебаний.

Рассматривая землетрясение как комбинацию двух ортогональных и стохастически независимых движений грунта, можно на основании уравнения (1.10) заключить, что ожидаемый численный максимум значения φ равен половине квадратного корня из суммы квадратов ожидаемых максимумов численных значений $\partial x_1 / \partial X_2$ и $\partial x_2 / \partial X_1$. Следовательно, полагая, что учет поперечных колебаний при проектировании должен быть основан на ординатах спектра, усредненных по отношению к θ , мы должны умножить полученную оценку динамического эксцентриситета симметричных зданий на половину отношения $(Q_1^2 + Q_2^2)^{1/2} / E_\theta(Q)$.

Это отношение обратно по величине ординатам кривой на рис. 1.20. Согласно рис. 1.19, отношение S_{\min}/S_{\max} (или равное ему отношение Q_{\min}/Q_{\max}) лежит в пределах между 0,8 и 0,95, если $\sqrt{S_1^2 + S_2^2}$ превышает 4, и можно показать, что эта граница примерно соответствует по модифицированной шкале Меркалли интенсивностям, больши́м 7. В соответствии с этим для большинства практически важных случаев искомое отношение лежит в пределах 0,704—0,706, и значения эксцентриситетов, указанные выше, должны быть умножены на корректирующий множитель, равный примерно $1/1,41 = 0,71$.

В подразд. 8.6 мы вернемся к вопросу о кручении симметричных зданий под действием сейсмических сил и рассмотрим соответствующие характеристики сооружений и их расчет.

Повороты сооружений относительно горизонтальной оси могут быть оценены аналогичным методом. Если под x_1 понимать вертикальные перемещения, а под X_2 — направление движения волны, то ϕ в уравнении (1.11) будет представлять собой поворот относительно горизонтальной оси, перпендикулярной X_2 .

Максимальные вертикальные ускорения обычно меньше горизонтальных, но характерные для них преобладающие периоды колебаний также меньше. Поэтому в рассмотренном примере максимальное угловое ускорение относительно горизонтальной оси можно с достаточным основанием принять по-прежнему равным $0,0105 a_1$, где a_1 — максимальное горизонтальное ускорение грунта в направлении, перпендикулярном оси вращения. При этом для жесткого здания высотой 30 м максимальное горизонтальное ускорение верхней точки окажется равным $31,5\% a_1$. Практически вследствие гибкости зданий и их взаимодействия с основанием эти значения возрастают, но не обязательно в большей степени, чем при поступательных перемещениях.

В рассмотренном приближенном методе мы исходили из предположения, что повороты относительно вертикальных и горизонтальных осей связаны с поперечными волнами. Это предположение спорно. По-видимому, повороты относительно вертикальных осей в значительной степени связаны с волнами Лява, а повороты относительно горизонтальных соответствуют в основном волнам Релея. При сильных землетрясениях амплитуды этих поверхностных волн обычно гораздо меньше, чем амплитуды волн, соответствующих фазе S землетрясения, но их скорости также намного меньше.

Еще одна причина поворотов грунта относительно горизонтальных осей — гравитационные волны. Их относительная важность также является предметом споров. На эту важность указывает появление в трещинах воды, песка и ила (Wilson, Webb and Hendrichson, 1962), свидетельства очевидцев о медленном передвижении видимых волн (Lomnitz, 1970) и даже форм лунных кратеров (Van Dorn, 1969). По-видимому, в почвенном

слое гравитационные волны важны в тех случаях, когда он представляет собой либо водонасыщенный грунт, либо слабый грунт с резко нелинейными характеристиками.

С другой стороны, возможно, что эти явления особенно существенны для зданий, основания которых состоят из двух слоев грунта, сильно отличающихся друг от друга по жесткости, или в тех случаях, когда подошва фундамента расположена столь близко от поверхности контакта между двумя такими слоями, что классические теории сейсмических волн оказываются неприемлемы. Заслуживающая доверия оценка влияния этих явлений станет возможной только тогда, когда мы будем располагать записями вращательных перемещений грунта.

Большинство сделанных выше замечаний и методы, использованные нами для оценки вращательных перемещений, применимы и к другим пространственным характеристикам движения грунта. Так, горизонтальное удлинение грунта в направлении X_1 находят непосредственно как $\partial x_1 / \partial X_1$. Продольные деформации на поверхности грунта, связанные с не совпадающими по фазе смещениями в направлении движения волны, важны при расчете инженерных сооружений большой длины (мосты, некоторые типы плотин).

Специальный интерес представляют туннели, трубопроводы и другие сооружения подобного типа. Они рассматриваются в подразд. 4.4.

ГЛАВА 2. СЕЙСМИЧНОСТЬ

2.1. Введение

Как будет показано в гл. 7, любая попытка обоснованного подхода к расчету на сейсмостойкость может базироваться только на вероятностном описании связанных с этим расчетом переменных величин. Среди них наибольшей неопределенностью отличаются характеристики возможных в будущем землетрясений.

При достаточном объеме количественных данных мы могли бы применить для описания характеристик возможных движений грунта традиционные статистические методы распределения вероятностей. При этом были бы вправе считать распределение для генеральной совокупности идентичным распределению для выборки. Убедительный пример невозможности такого подхода представляют собой районы, где за соответствующий период наблюдений не произошло ни одного землетрясения. Традиционные методы привели бы к заключению, что эти районы несейсмичны. Однако ни один опытный инженер не решился бы при проектировании серьезного сооружения для такого района (на-

пример, атомной электростанции или плотины) оставить в стороне вопросы сейсмичности.

Ограниченность информации вынуждает нас обратиться к статистике Байеса. Формула Байеса, или теорема гипотез, позволяет, начав с априорного распределения вероятностей исследуемой функции и используя статистические данные, получить апостериорное улучшенное распределение.

Трудность и в то же время очевидная произвольность выбора априорного распределения вызвала критическое отношение к использованию формулы Байеса. Были предложены иные методы. Но все они так или иначе предполагали — пусть замаскированно — произвольный выбор первоначального распределения. Неизбежную субъективность выбора априорного распределения нельзя игнорировать, однако этот выбор гораздо менее произволен, чем может показаться с первого взгляда, поскольку любая переменная, которую мы при этом рассматриваем, представляет собой объект или явление, имеющее общие черты с другими знакомыми нам объектами или явлениями.

Формула Байеса имеет следующий вид:

$$P(H_j|A) = \frac{P(A|H_j)P(H_j)}{\sum_{i=1}^n P(A|H_i)P(H_i)}, \quad (2.1)$$

где $H_i, i=1,2,\dots,n$ означает n попарно несовместимых гипотез, образующих полную группу; A — событие; $P(H_j)$ — априорная вероятность (безусловная), что гипотеза H_j верна независимо от того, произошло ли событие A ; $P(A|H_j)$ — вероятность (условная), что событие A произойдет при условии, что гипотеза H_j верна; $P(H_j|A)$ — апостериорная (условная) вероятность, что гипотеза H_j верна при условии, что имело место событие A . Знаменатель в выражении (2.1) может быть записан также в виде $P(A)$.

Информация, которой мы располагаем при изучении вопросов сейсмичности, может быть разделена на следующие группы:

- 1) сходство с другими физическими явлениями;
- 2) геотектонические особенности;
- 3) статистические данные (относящиеся ко всему земному шару и ко всему периоду времени, о котором мы располагаем информацией) о пространственно-временных координатах сейсмических фокусов и количествах энергии, высвобождаемой при землетрясениях;
- 4) качественная информация (относящаяся к отдельным частям земного шара и охватывающая предшествующие исторические и геологические эпохи) о тех же переменных, которые указаны в предыдущей группе;
- 5) теории распространения сейсмических волн и результаты наблюдений;
- 6) геологические карты и данные о динамических характеристиках горных пород и грунтовых формаций;

7) статистические данные об интенсивностях и инструментальные записи землетрясений.

Данные первых четырех групп используются для составления карт локальной сейсмичности, содержащих сведения о вероятности возникновения землетрясений с определенными магнитудами в определенных областях земной коры. Последние три группы данных позволяют составить карты региональной сейсмичности, содержащие сведения о вероятности возникновения землетрясений с определенными магнитудами или другими принятыми характеристиками в определенном районе земной поверхности. Если такие карты содержат значительное количество данных, основанных на геологической информации, их называют картами микрорайонирования.

Сходство с некоторыми другими явлениями, такими, как выделение энергии радиоактивными материалами или разрушение бетонных цилиндрических образцов при лабораторных испытаниях, позволяет на основании опыта считать возникновение землетрясений обобщенным процессом Пуассона в том смысле, что ожидаемое число землетрясений в определенном диапазоне магнитуд, возникающее за единицу времени в любом заданном объеме земной коры, не меняется во времени, и что вероятность землетрясения, лежащего в этом диапазоне магнитуд и возникающего в течение данного интервала времени в данном объеме коры, не зависит от всех предшествующих землетрясений на всем земном шаре.

В соответствии с этим утверждением мы можем написать

$$P_t(n) = \frac{(\lambda t)^n \exp(-\lambda t)}{n!}. \quad (2.2)$$

Здесь $P_t(n)$ — вероятность того, что число землетрясений, магнитуды которых больше некоторой величины M , возникающее за период времени t в данном объеме земной коры, будет равно n ; $\lambda = \lambda(M)$ — ожидаемое значение n за единицу времени.

Имеющиеся данные противоречат предположению о стохастической стационарности (о значении этого термина см. в гл. 3 и Czovsky, 1962), а также о временной (Aki, 1963; Knopoff, 1964) и пространственной (Tsuboi, 1958; Gajardo and Lomnitz, 1960) независимости землетрясений от предшествующих событий. В локальной сейсмичности наблюдается эволюция, выражающаяся в тенденции к периодам большой повторяемости землетрясений во времени и пространстве. Это остается справедливым, даже если пренебречь при анализе фор- и афтершоками. Тем не менее мы будем придерживаться высказанных упрощающих предположений, исходя из того, что они, по-видимому, приемлемы для тех периодов времени, которые нас обычно интересуют, — порядка ожидаемой долговечности строительных сооружений.

Высказывалось мнение, что тектонические особенности, главным образом геологические разрывы, количественно связаны с локальной сейсмичностью (Gzovsky, 1962). Однако наличие общих корреляционных связей подобного рода сомнительно, так как предложенные корреляции оказываются справедливыми только в тех районах, из которых были почерпнуты данные для их составления. Единственно возможное утверждение состоит в том, что сходство тектонических особенностей может быть связано, — причем весьма приближенно, — с ожидаемым порядком магнитуд. Поэтому мы используем здесь геотектоническую информацию только с целью разделения земной коры на относительно небольшие зоны, но не будем устанавливать какие-либо априорные распределения, связанные с локальной сейсмичностью, только на основе такой информации. Мы также примем, что для каждой из этих зон сейсмичность, отнесенная к единице объема, является функцией только глубины. Методику использования остальных информационных данных мы поясним далее.

2.2. Локальная сейсмичность

Информация, которой мы располагаем (Gutenberg and Richter, 1954), указывает на то, что какого-либо одного параметра (например, ожидаемого количества энергии, высвобождающейся в единице объема за единицу времени) недостаточно для инженерных целей, так как если для некоторых районов земного шара отмечена частая повторяемость слабых землетрясений в виде «серий», то для других характерны землетрясения с очень большими магнитудами. С другой стороны, трудоемкость обработки данных столь резко возрастает с ростом числа выбранных параметров и в то же время объем имеющейся информации для каждого района настолько ограничен, что выбор значительного числа параметров в настоящее время был бы неоправданным. Мы будем принимать для характеристики локальной сейсмичности каждого района два параметра.

Пусть $\lambda(M)$ означает ожидаемое число землетрясений с амплитудой, превышающей M , в данном объеме земной коры за единицу времени. Мы примем, что в объеме V локальная сейсмичность постоянна. В соответствии со сказанным в предыдущем абзаце будем считать, что функция $\lambda(M)$ определяется двумя параметрами, зависящими от координат центра тяжести рассматриваемого объема. Обозначая эти параметры α и β , можем написать:

$$\lambda = \alpha V \lambda_0(\beta, M),$$

где V — рассматриваемый объем; $\alpha \lambda$ — ожидаемое число землетрясений в единице объема за единицу времени.

Для λ_0 была предложена следующая зависимость:

$$\lambda_0 = e^{-\beta M}. \quad (2.3)$$

Это выражение широко применялось в эквивалентной форме, устанавливающей линейную зависимость между $\lg \lambda$ и M (Gutenberg and Richter, 1954).¹ Его можно получить из теоретических соображений, приняв, что магнитуды подчинены теории экстремальных значений. Допустим, что мы взяли из значений переменной x какое-то количество независимых выборок объемом n , и в каждой из них рассматриваем наибольшее по величине значение x . Назовем эти максимальные значения x_n . Из теории экстремальных значений (Gumbel, 1958) следует, что, если x не имеет ни верхней, ни нижней границы и удовлетворяет еще некоторым не слишком жестким условиям, то при достаточно больших n распределение для x_n будет асимптотически приближаться к экстремальному распределению типа I:

$$P(x_n \leq x_m) = \exp[-e^{-\beta(x_m - u)}], \quad (2.4)$$

где x_m — произвольное значение x_n , а β и u — параметры распределения.

Предположим, что мы имеем дело с обобщенным процессом Пуассона, тогда можно сразу же получить из этого выражения уравнение (2.3).

Результаты некоторых исследований в области локальной сейсмичности очень хорошо совпадают с математическими ожиданиями, которые дает формула (2.3), или с экстремальными распределениями, которые из нее вытекают (Dick, 1965). Несмотря на это явное теоретическое и эмпирическое подтверждение, уравнение (2.3) неприменимо при очень высоких магнитудах (Esteve, 1968). В соответствии с (1.1) уравнение (2.3) при β , меньших, чем $1.5 \cdot \ln 10 = 3.46$, дает бесконечное значение для энергии землетрясения, высвобождаемой в единице объема за единицу времени. Как будет видно из дальнейшего, для получения результатов, хорошо согласующихся с эмпирическими данными, следует принимать значения β в интервале примерно 1.7—2.9. Это подтверждает, что уравнение (2.3) действительно непригодно для очень высоких амплитуд.

Вполне вероятно, что для каждого района Земли существует максимально возможное значение магнитуды, определяемое толщиной и прочностью земной коры. Например, магнитуды, большие 9, в пределах континентов и континентального шельфа, или большие 7, под океанами (где кора тоньше всего) вряд ли возможны. Однако у нас нет надежной основы для установления точных верхних границ (J. Brune).

Предположение, что λ пропорционально величине $\exp(-\beta M)$, неверно также и для очень малых магнитуд, так как при этом

¹ Действительно, Гутенберг и Рихтер устанавливают зависимость между $\lg(\Delta\lambda/\Delta M)$ и M , где ΔM мало по сравнению с единицей. При замене конечных приращений дифференциалами линейная зависимость может быть выражена в виде $d\lambda/dM \propto e^{-\beta M}$ где β — константа. Следовательно $\lambda \propto e^{-\beta M}$ и мы приходим к (2.3).

(если исходить из того, что все или по крайней мере большинство землетрясений вызывается сдвигами вдоль разрывов) величина сдвига вдоль геологических разрывов за единицу времени оказывается бесконечной (Rosenblueth, 1969a). Можно ожидать значительных отклонений от этого экспоненциального закона, начиная с какого-то значения магнитуды, меньшего нуля, когда при M , стремящемся к отрицательной бесконечности, λ асимптотически приближается к некоторой конечной величине. Исходя из этих соображений, можно полагать, что соотношения

$$\lambda_0 = \exp(\alpha_1 e^{-\alpha_2 M})$$

окажется более приемлемым, чем уравнение (2.3), поскольку при этом соотношении λ остается конечной величиной, когда M стремится к $-\infty$, а энергия, высвобождаемая за единицу времени, также будет конечной. Более того, это соотношение дает удовлетворительное совпадение с эмпирическими данными для гораздо большего диапазона магнитуд, чем уравнение (2.3). Наконец, оно согласуется с тем предположением, что существуют максимально возможные магнитуды для каждого района земного шара, но что значения их неизвестны. Тем не менее из соображений простоты мы будем пользоваться в дальнейшем уравнением (2.3). Погрешности, к которым приводит это упрощение, идут в запас и не играют существенной роли при установлении расчетных критериев для проектирования большинства сооружений, обычно применяемых в строительстве. Однако в тех случаях, когда дело идет об особо ответственных сооружениях — таких, например, как специальные корпуса атомных электростанций, — для которых период неразрушения должен быть весьма значительным (допустим, более тысячи лет), становится важной более точная оценка ожидаемой формы кривой $\lambda(M)$ в области очень высоких магнитуд. В таких случаях становится существенной роль землетрясений, вызываемых крайне редкими причинами (например, падением на землю крупного метеорита), так как повторяемость таких событий может оказаться величиной одного порядка с повторяемостью землетрясений тектонического происхождения.

Примем теперь, что земной шар разделен на три макрзоны: две — соответствующие Тихоокеанскому и Средиземноморскому поясам, и макрзону низкой сейсмичности. Границы этих макрзон¹ показаны на карте эпицентров (рис. 2.1). Группа эпицентров, расположенных вдоль горных хребтов в океанах, может не

¹ Тихоокеанский пояс показан на рис. 2.1 в виде ленточки очень густо расположенных эпицентров, охватывающей весь Тихий океан. Средиземноморский пояс идет от середины карты влево и представляет собой на рис. 2.1 ленточку более разреженных эпицентров, направленную к западу от Тихоокеанского пояса. Прочие районы земного шара могут рассматриваться как макрзона низкой сейсмичности.

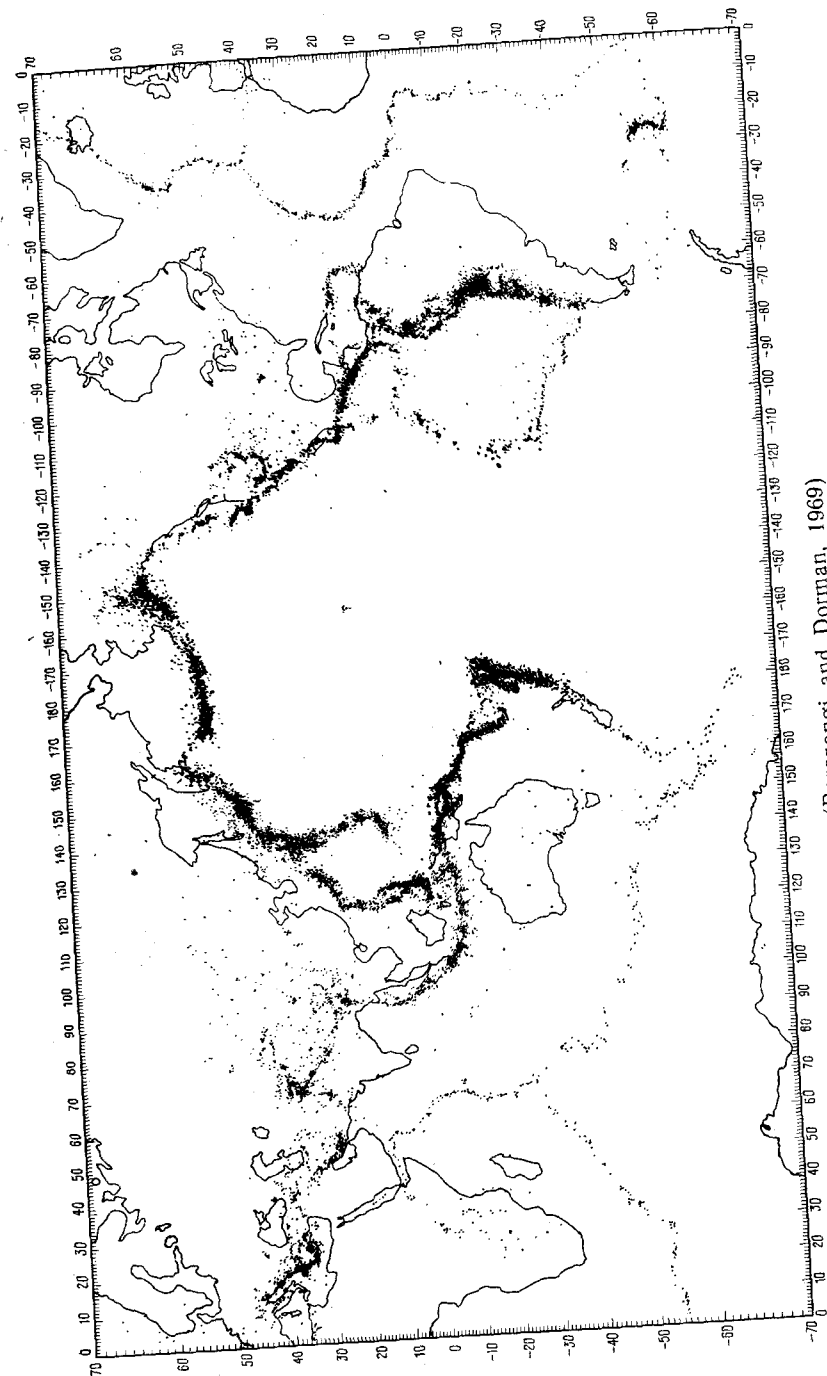


Рис. 2.1. Сейсмичность земли, 1961—1967 гг. (Barazangi and Dorman, 1969)

приниматься в расчет при грубом разделении Земли на макроразоны для инженерных целей, так как землетрясения, связанные с этими эпицентрами, имеют обычно весьма небольшие магнитуды. Для большей наглядности мы будем относить к каждой макроразоне определенный пояс, в соответствии с данными Гутенберга и Рихтера (1964). При этом Трансазиатский и Средиземноморский пояса будут рассматриваться как одна макроразона. Более точное разделение должно быть основано на тщательном изучении характерных тектонических особенностей макроразон. Будем считать, что все рассматриваемые объемы имеют глубину 800 км, поскольку все землетрясения возникали в этих пределах и нет оснований предполагать, что в будущем они могут возникнуть на большей глубине.

Чтобы избежать трудностей, связанных с совместностью вероятностей, мы будем считать сейсмичность каждой макроразоны независимой от сейсмичности двух других. Для каждого значения λ примем распределение гамма-1, как натурально-сопряженное распределению Пуассона¹.

После того, как распределение гамма-1 выбрано, поступают следующим образом. Пусть в априорном распределении r' означает ожидаемое число событий за интервал времени t' . Пусть, кроме того, λ (ожидаемое число событий в единицу времени) в априорном распределении имеет коэффициент вариации, равный $(r')^{-1/2}$. Число событий, зарегистрированных при наблюдениях за интервал времени t , обозначим r . Применяя теорему Байеса, получим апостериорное распределение Пуассона с параметром λ , где λ имеет распределение гамма-1 с математическим ожиданием

$$E(\lambda) = \frac{r' + r}{t' + t} \quad (2.5)$$

и коэффициентом вариации

$$c(\lambda) = (r' + r)^{-1/2}. \quad (2.6)$$

Мы используем этот метод, приняв, что число событий означает число землетрясений с магнитудой, превышающей заданную величину, а затем разделим результат на объем рассматриваемой зоны. Таким образом, λ будет означать $\lambda(M)$. Одним из крайних подходов в данном случае является полное игнорирование исторической информации. Это равнозначно полному отсутствию информации при априорном распределении, что в свою очередь соответствует $r'=0$ и $t'=0$. При этом ожидаемое значение $\lambda(M)$ равно среднему (в единицу времени) числу землетря-

¹ Выбор гамма-1 в качестве априорного распределения для параметров распределения вероятностей оправдан не только из-за удобства математической обработки, но и (что более важно) вследствие того, что в этом случае апостериорное распределение имеет такую же функциональную форму, как и априорное, что, как правило, необходимо (Raiffa and Schlaifer, 1961).

ний, магнитуды которых превысили M за 50 лет инструментальных записей.

Пренебрежение исторической информацией отнюдь не является достоинством нашего расчета, если, конечно, не считать его, что оно избавляет от довольно трудоемких изысканий.

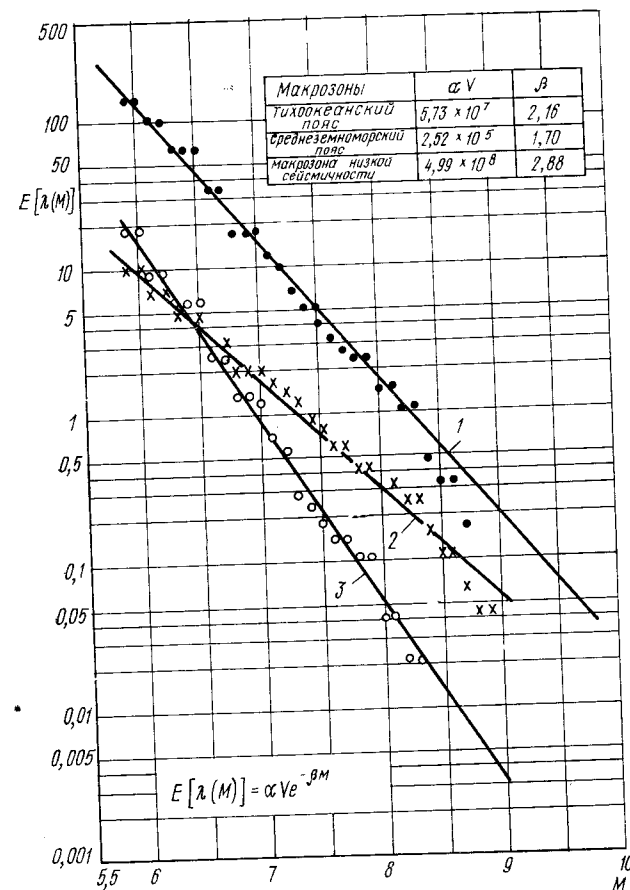


Рис. 2.2. Ожидаемые значения λ для каждой макроразоны (Esteva, 1968)
1 — Тихоокеанский пояс; 2 — Средиземноморский пояс; 3 — макроразона низкой сейсмичности

Однако поскольку мы имеем дело с большими объемами, для которых $r \gg 0$, использование этой информации не оказало бы существенного влияния на результаты и привело бы только к некоторому снижению дисперсии в области высоких магнитуд и небольшому изменению соответствующих ожидаемых значений λ . Тем не менее было бы желательно произвести пересчет пара-

метров апостериорного распределения, приняв во внимание данные доинструментального периода.

В излагаемом методе мы считаем значения λ для различных магнитуд независимыми друг от друга, что, несомненно, вызывает определенные возражения. Одним из способов корректировки связанных с этим погрешностей может быть требование, чтобы в каждой макроне $E(\lambda)$ была гладкой функцией от M . Мы можем добиться этого, применяя уравнение (2.3) и обрабатывая экспериментальные данные обычным статистическим методом. Таким способом были составлены графики (рис. 2.2), где в полулогарифмическом масштабе показаны прямые линии, представляющие собой результат обработки методом наименьших квадратов данных, полученных с помощью уравнения (2.5). Коэффициенты вариации, согласно уравнению (2.6), равны $[E(\lambda)(t'+t)]^{-1/2}$, где $t'=0$ и $t=3,35$, или 49 лет в нашем случае, в соответствии с величиной магнитуды. Сглаживание эмпирических кривых приводит к изменениям коэффициента вариации апостериорного распределения. Эстева (1969) получил значения коэффициентов вариации, показанные пунктирными линиями на рис. 2.3. При этом он косвенно учел эффект сглаживания. Во всяком случае, большое число данных подтверждает предположение, что значения $\ln \lambda(M)$ в широком диапазоне магнитуд практически могут быть представлены в виде прямой (см., например, Furumoto, 1966), и поэтому сплошные прямые линии на рисунке, по-видимому, оправданы. Кривые, типичные для распределения гамма-1, приведены на рис. 2.4.

Теперь мы можем перейти к меньшим объемам земной коры. Снова примем для априорной вероятности распределение гамма-1 и используем имеющиеся статистические данные.

Рассмотрим объем V' , содержащийся в объеме V одного из тех макрообъемов, которые мы только что рассмотрели. При любой заданной магнитуде M справедливо следующее тождество:

$$\lambda' \equiv \frac{\lambda'}{\lambda} \lambda,$$

где λ' и λ представляют собой значения $\lambda(M)$, соответствующие объемам V' и V .

Пространственное изменение сейсмичности отражается членом λ'/λ , а наше незнание сейсмичности макроне сказывается на выборе распределения для λ .

Будем считать λ'/λ и λ независимыми переменными. Это дает возможность написать:

$$E(\lambda') = \frac{V'}{V} E(\lambda); \quad (2.7)$$

$$c^2(\lambda') = c^2\left(\frac{\lambda'}{\lambda}\right) + c^2\left(\frac{\lambda'}{\lambda}\right) c^2(\lambda) + c^2(\lambda). \quad (2.8)$$

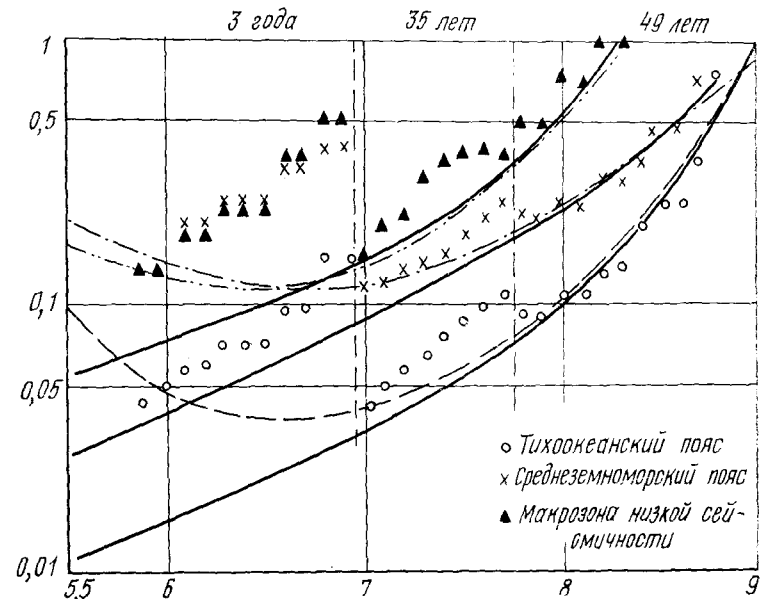


Рис. 2.3. Коэффициенты вариации для λ в трех макроне (Esteva, 1968)
1 — в Тихоокеанском поясе; 2 — в Средиземноморском поясе; 3 — в макроне низкой сейсмичности

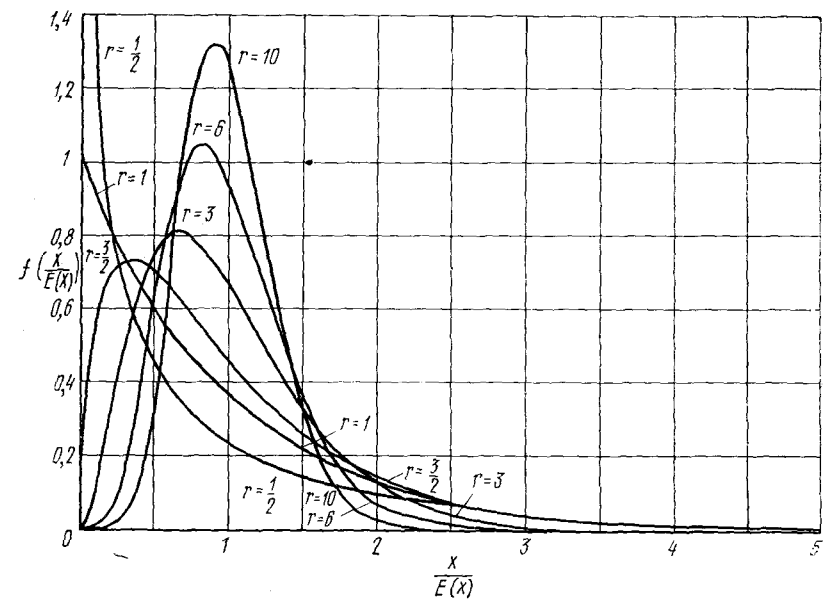


Рис. 2.4. Характерные кривые распределения гамма-1 (Shelaifer, 1959)

В соответствии с уравнениями (2.5) и (2.6)

$$c^2(\lambda) = \frac{1}{E(\lambda)(t' + t)} \quad (2.9)$$

Допустим, что распределение λ'/λ зависит только от V'/V . Введя условие, что $\lambda' = \lambda$ при $V' = V$, найдем:

$$c^2\left(\frac{\lambda'}{\lambda}\right) = \left(\frac{V}{V'}\right)^\gamma - 1, \quad (2.10)$$

где γ — параметр, характеризующий рассматриваемую макрозону¹.

Чтобы оценить значение γ , мы подсчитали значения $c^2(n'/n)$ для различных групп сейсмических зон с определенными отношениями V'/V и для различных магнитуд. Здесь n' — число землетрясений, имевших место в объеме V' (часть макрозоны), а n — то же для объема V (вся макрозона). На рис. 2.5 показаны результаты подсчетов, сделанных для Тихоокеанского пояса и для макрозоны низкой сейсмичности. Удовлетворительное приближение значения $c^2(n'/n)$ к значению $c^2(\lambda'/\lambda)$ имеет место только при сравнительно больших значениях n' . Можно показать, что отношение $\ln[c^2(n'/n) + 1]$ к $\ln(V'/V)$ увеличивается с возрастанием ожидаемого значения n' и стремится к единице, когда n' стремится к нулю. Последнее видно из рис. 2.5, когда $E(n')$ убывает вследствие того, что либо V'/V становится малым, либо M — большим, либо сейсмичность макрозоны невелика. В соответствии со сказанным следует принять во внимание только те данные рисунка 2.5, для которых $E(n')$ достаточно велико, чтобы результаты можно было считать удовлетворительными. Для Тихоокеанского пояса такие данные соответствуют $M \leq 8$ и $V'/V \geq 0,01$. В этих пределах находим $\gamma = 0,25$. Примем, что это значение γ относится ко всему земному шару и ко всему диапазону магнитуд. Общность тектонических характеристик дает достаточные основания для такого утверждения.

Учитывая уравнения (2.9) и (2.10), найдем из (2.8) значение коэффициента вариации для λ' . Уравнение (2.7) дает для λ' математическое ожидание, и мы примем для нее распределение гамма-1. Этим устанавливается априорное распределение λ для небольших зон, которые нас интересуют. Теорема Байеса, с помощью которой мы используем имеющиеся статистические данные, применяется в данном случае таким же образом, как и в случае макрозон, с той только разницей, что приходится подставлять в уравнения (2.5) и (2.6) фиктивные значения r' и t' ,

¹ Уравнение (2.10) может быть получено следующим образом. Пусть $x = V'/V$, $y = V''/V$, $c^2(\lambda'/\lambda) + 1 = F(x)$ и $c^2(\lambda'/\lambda) + 1 = G(V'')$. Тогда уравнение (2.8) может быть записано в виде $G(V') = G(V'')F(x)$. Аналогично $G(V'') = G(V')F(y)$. Но $G(V') = G(V'')F(x/y)$. Следовательно, $F(x)/F(y) = F(x/y)$ и поэтому $\ln F(x)$ должен быть пропорционален x . При условии $F(1) = 1$ приходим к уравнению (2.10).

согласующиеся с параметрами априорного распределения. При этом условии следует принять:

$$t' = \frac{r'}{E(\lambda)}$$

и

$$r' = \frac{1}{c^2(\lambda)}.$$

Сначала рассмотрим зону Тихоокеанского пояса площадью $3,56 \cdot 10^6$ км². Допустим, что нас интересуют землетрясения с маг-

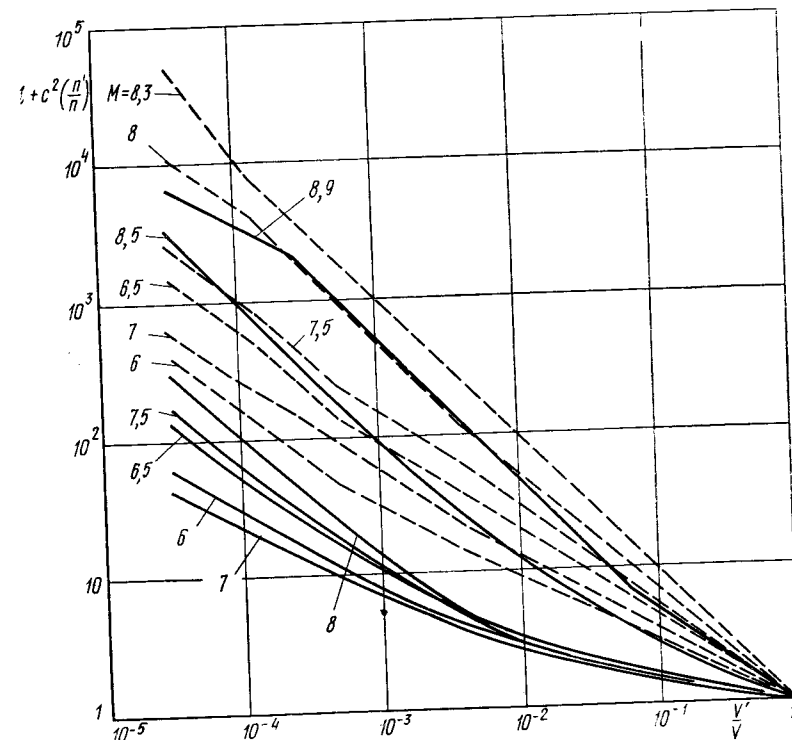


Рис. 2.5. Изменение локальной сейсмичности в пределах макрозоны (Esteve, 1968)

— в Тихоокеанском поясе; ---- в макрозоне низкой сейсмичности

нитудой, превышающей 7. Из рис. 2.2 находим $E(\lambda) = 16$ лет⁻¹. Отсюда

$$c^2(\lambda) = \frac{1}{16(0+35)} = 0,001786.$$

Соответствующая площадь макрозоны составляет $93,8 \times 10^6$ км².

Поэтому

$$E(\lambda') = \frac{3,56}{93,8} 16 = 0,607 \text{ лет}^{-1};$$

$$c^2\left(\frac{\lambda'}{\lambda}\right) = \left(\frac{93,8}{3,56}\right)^{0,25} - 1 = 1,27$$

и

$$c^2(\lambda') = 1,27 + 0,001786 \cdot 1,27 + 0,001786 = 1,274.$$

Фиктивные значения r' и t' для априорного распределения равны:

$$r' = \frac{1}{1,274} = 0,784;$$

$$t' = \frac{0,784}{0,607} = 1,292 \text{ лет.}$$

Согласно информации, которой мы располагаем, в этой зоне за 35 лет произошло 25 землетрясений с магнитудой, превышающей 7, т. е. по 0,714 в год. Из уравнения (2.5) следует, что при апостериорном распределении ожидаемое годовое число землетрясений с магнитудой, превышающей 7, составит:

$$E(\lambda') = \frac{25 + 0,784}{35 + 1,292} = 0,710 \text{ лет}^{-1}$$

при коэффициенте вариации, согласно уравнению (2.6),

$$c(\lambda') = (25 + 0,784)^{-1/2} = 0,197.$$

Производя такие же вычисления для других магнитуд, можно получить гладкие линии на полулогарифмических графиках. Рассмотрим, далее, зону площадью также $3,56 \cdot 10^6 \text{ км}^2$, которая расположена вне обоих сейсмических поясов и в пределах которой, согласно имеющейся информации, за столетний период не произошло ни одного землетрясения с магнитудой более 7. Подсчеты, аналогичные только что выполненным, дают для апостериорного распределения:

$$E(\lambda') = 4,3 \cdot 10^{-6};$$

$$c(\lambda') = 47,7$$

В нашем изложении мы не принимали во внимание изменений сейсмичности, связанных с глубиной, хотя известно, что эти изменения имеют резко выраженный и систематический характер. Такие изменения должны учитываться прежде всего путем разделения каждой макрозоны на дополнительные зоны по этому признаку. Без такого разделения изменения систематического характера можно учесть обычными статистическими методами, аппроксимируя имеющиеся данные соответствующей кривой. На рис. 2.6 показано (для Тихоокеанского пояса) изменение по

глубине среднегодового числа землетрясений с магнитудой, превышающей 5,9.

Известно, что в некоторых зонах фокусы большинства землетрясений расположены вблизи наклонной плоскости, которая может совпадать или не совпадать с геологическим разрывом. Такие и некоторые другие особенности, указывающие на изменение внутри зоны, должны учитываться аналогичными способами.

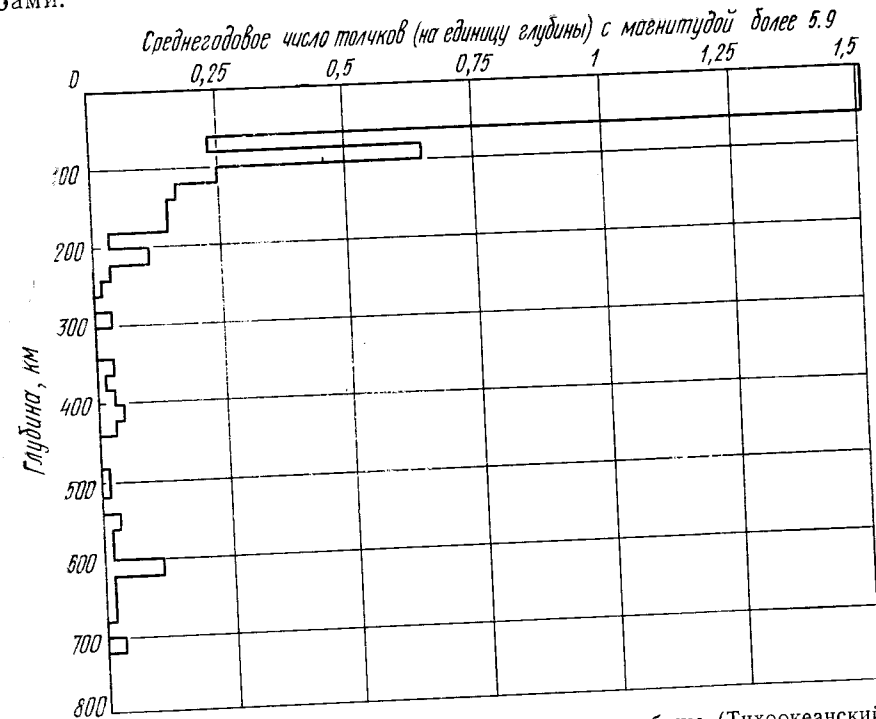


Рис. 2.6. Изменение сейсмичности в зависимости от глубины (Тихоокеанский пояс), по данным Гутенберга и Рихтера (1954)

Изложенным методом можно поочередно и независимо друг от друга определить ожидаемые числа землетрясений с магнитудами, превышающими различные значения M . Апостериорные математические ожидания и коэффициенты вариации для $\lambda(M)$ будут при этом иметь определенное число разрывов. Они могут быть устранены путем аппроксимации подсчитанных значений подходящей непрерывной кривой. В качестве альтернативы можно рассматривать параметры α и β , которыми определяется $\lambda'(M)$, как независимые переменные. При этих условиях применение теоремы Байеса связано с вычислительными трудностями. Их можно избежать, либо используя приближенный способ

Эстева (Esteva, 1968), который принял для β нормальное распределение, либо полагая, что этот параметр имеет априорное распределение гамма-1. Однако для сравнительно небольших зон информация о землетрясениях с высокими магнитудами во многих случаях оказывается настолько скудной, что мы иногда предпочитаем кривую $\lambda_0(M)$, полученную по данным для всей макрозоны, апостериорным кривым, найденным для отдельных зон. Поэтому было бы целесообразно определить параметры распределения величины λ' для того наименьшего значения M , относительно которого мы располагаем обширной и достоверной информацией, и принять параметр β таким же, как и для всей макрозоны. При этом отдельные зоны могут составить исключение, если мы имеем достаточно веские основания для назначения местного коэффициента β и, следовательно, располагаем необходимой информацией о повторяемости землетрясений с различными магнитудами.

2.3. Региональная сейсмичность

Теперь установим распределение вероятностей для интенсивности и других параметров землетрясения в заданной точке поверхности земли. Однако, говоря об интенсивности, будем иметь в виду метод получения подобной информации о параметрах землетрясения вообще.

Сначала предположим, что у нас нет прямых данных об интенсивности землетрясений, имевших место в данной точке. Исходя из соотношения (1.5) между интенсивностью и магнитудой можно утверждать, что для данной интенсивности I_c и данного фокусного расстояния R всегда найдется такая магнитуда $M(I_c, R)$, при которой землетрясение с магнитудой, превышающей M , будет иметь в данной точке интенсивность, превышающую I_c . Поскольку эта корреляция обладает весьма широкой дисперсией, в дальнейшем будем говорить об I_c как о вычисленной интенсивности и учитывать разницу между вычисленным и действительным значениями этого параметра.

Из сказанного следует, что в области радиусом R вокруг данной точки за любой промежуток времени число землетрясений, имеющих в этой точке интенсивность, большую чем I_c , равно числу землетрясений с магнитудой, большей чем M . Общее число землетрясений, у которых вычисленная интенсивность в данной точке превышает I_c , представляет собой сумму всех землетрясений с магнитудами, превышающими определенные значения M , причем для каждого землетрясения M является функцией соответствующего R .

Мы ранее приняли, что возникновение землетрясений с магнитудами, превышающими какое-либо заданное M , представляет собой простой процесс Пуассона. В соответствии с этим возникновение землетрясений с интенсивностью, превышающей в

определенной точке I_c , также представляет собой простой процесс Пуассона (Parzen, 1964), для которого повторяемость равна сумме повторяемостей процессов возникновения землетрясений с различной магнитудой:

$$\mu(I_c) = \int_V \lambda(M) dV, \quad (2.11)$$

где $\mu(I_c)$ — среднегодовое число землетрясений с вычисленной интенсивностью, превышающей I_c ; V — объем.

Мы не знаем фактических значений $\lambda(M)$ и поэтому должны определить для μ параметры распределения. Можно принять распределение гамма-1. Тогда, как следует из уравнения (2.11), математическое ожидание и дисперсия для μ будут следующими (Esteva, 1968):

$$E[\mu(I_c)] = \int_V E[\lambda(M)] dV \quad (2.12)$$

и

$$\sigma^2[\mu(I_c)] = \int \int V[\lambda(M_1), \lambda(M_2)] dV_1 dV_2, \quad (2.13)$$

где σ^2 — дисперсия, а интегралы охватывают весь объем земной коры, где могут возникнуть существенные землетрясения.

Для численной оценки интегралов в уравнении (2.12) каждую зону разбивают на достаточно малые субзоны, выбирают значение I_c , находят соответствующие M , а по ним λ , которые затем суммируются. Процедура повторяется для всех необходимых значений I_c . Если принять, что $\ln E[\lambda(M)]$ выражается прямой линией, то $\ln E[\mu(I_c)]$ также будет представлять собой прямую, и, следовательно, достаточно иметь всего два значения I_c , даже если угловой коэффициент этой прямой получен аналитически.

Для интеграла в уравнении (2.13) можно применить в основном такой же метод, перемножая дисперсию λ для одной субзоны с дисперсиями для всех остальных субзон и соответствующими коэффициентами корреляции и находя затем сумму всех этих произведений. Из предположений, сделанных нами ранее, вытекает (хотя и остается спорным), что коэффициент корреляции равен нулю для тектонически несхожих субзон и единице — для тектонически однородных при условии, что форма кривой $\lambda_0(M)$ считается известной. Параметры распределения вероятностей для μ должны быть скорректированы с тем, чтобы учесть дисперсию корреляции между магнитудой, фокусным расстоянием и интенсивностью. Эстева (1968) показал, что это может быть сделано с помощью следующих выражений:

$$E[\mu(I')] = \int_0^\infty \frac{\partial E[\mu(I_c)]}{\partial I_c} P(I' > I' | I_c) dI_c; \quad (2.14)$$

$$\sigma^2[\mu(I')] = \int_0^\infty \int_0^\infty \cos V[K(I_1), K(I_2)] dI_1 dI_2. \quad (2.15)$$

Здесь

$$K(I_i) = \frac{\partial \mu(I_c)}{\partial I_c} \Big|_{I_c=I_i} P(I > I' | I_i); \quad i = 1, 2.$$

I' представляет собой частное значение I , а $P(I > I' | I_i)$ и $P(I > I' | I_i)$ — это вероятности того, что фактически интенсивность землетрясения не превысит I' при условии, что вычисленные интенсивности равны соответственно I_c или I_i .

В ряде случаев, когда отсутствует прямая информация об интенсивности землетрясений, имевших место в рассматриваемом районе, нет необходимости определять дисперсию $\mu(I)$, так как расчет сооружений часто основывается только на ожидаемых повторяемости (см. гл. 7). При этом $E(\mu)$ и $\sigma^2(\mu)$ могут быть найдены с помощью одной из следующих процедур.

Процедура 1. Шаг 1. Находится априорное распределение $\lambda(M)$. Шаг 2. Используется статистическая информация (применяется теорема Байеса) для получения апостериорного распределения $\lambda(M)$. Шаг 3. Применяются корреляции для определения апостериорных значений $E(\mu)$ и $\sigma^2(\mu)$.

Процедура 2. Шаг 1. Аналогично процедуре 1. Шаг 2. Применяются корреляции для определения априорных значений $E(\mu)$ и $\sigma^2(\mu)$ в рассматриваемой точке. Шаг 3. Из статистической информации о повторяемости землетрясений с различными магнитудами находятся с помощью корреляций данные об интенсивностях в рассматриваемой точке. Шаг 4. Априорные значения $E(\mu)$ и $\sigma^2(\mu)$ комбинируются со статистическими данными о вычисленных интенсивностях для получения апостериорных значений этих параметров.

При первой процедуре с помощью $E(\lambda)$ и $\sigma^2(\lambda)$ априорного распределения можно вычислить $r' = E^2(\lambda) \sigma^2(\lambda)$ и $t' = r/E(\lambda)$. Число землетрясений с магнитудой M (связанной с λ), имевших место в данной зоне земной коры, обозначим r , а период наблюдений — t . Объединяя эти параметры с параметрами априорного распределения, найдем параметры апостериорного распределения: $r'' = r' + r$ и $t'' = t' + t$. Аналогичные соотношения связывают параметры априорного и апостериорного распределения μ во второй процедуре.

При отсутствии прямой статистической информации об интенсивности землетрясений в рассматриваемой точке предпочтительнее процедура 1, так как она на один шаг короче процедуры 2. При наличии такой информации мы так или иначе должны применить процедуру 2. Параметры интенсивности r и t состоят теперь из двух частей: одной, содержащей информацию о магнитудах, и другой, основанной на информации о землетрясениях с известной интенсивностью. Во избежание дублирования

информации используемые данные о магнитудах не должны относиться к периодам, по которым имеются сведения об интенсивности последние обычно различны для различных уровней интенсивности). Однако при этом необходим подсчет $\sigma^2(\mu)$ как для априорного распределения, так и для статистических данных о землетрясениях с известной магнитудой с тем, чтобы можно было вычислить соответствующие r' и r .

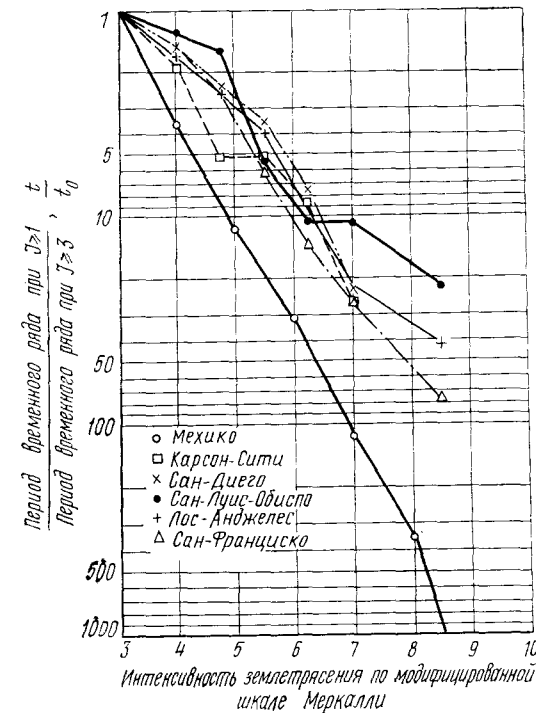


Рис. 2.7. Периоды временного ряда, выраженные через интенсивности, для некоторых пунктов наблюдений

Типичные кривые, характеризующие повторяемость землетрясений различной интенсивности, приведены на рис. 2.7. Они основаны только на статистической информации. Кривизна этих линий, изображенных в полулогарифмическом масштабе, больше, чем можно было бы ожидать исходя из описанного выше анализа данных с помощью теоремы Байеса. Действительно, если бы I_c была линейной функцией от M , а все линии, представляющие $\ln E[\lambda(M)]$, были прямыми, то можно было бы показать, что $\ln E[\mu(I)]$ должен изображаться прямой или вогнутой линией, в то время как все линии на рис. 2.7 выпуклы (зависимость между $\ln \mu$ и I была бы прямой, только в том случае, если бы β было одинаковым для всех зон, где возможны существ-

венные землетрясения). Выпуклость линий на рис. 2.7 можно объяснить отчасти выпуклостью кривых $\ln \lambda(M)$, отчасти слабой зависимостью $F(R)$ от M (уравнение 1.5) и, весьма вероятно, также нелинейностью характеристик грунтовых напластований. Кривые, подобные приведенным на рис. 2.7, могут служить определенным критерием при модификации вычисленных кривых

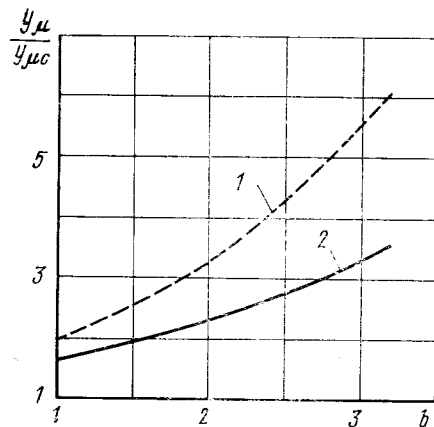


Рис. 2.8. Отношения действительных и вычисленных максимальных значений характеристик грунта (Esteve, 1970)

1 — ускорение; 2 — скорость

ность грунтовых движений¹. Аналогичные методы могут быть применены и для анализа характеристик реакции сооружений при условии их линейной работы. Для этого необходимо заменить I в уравнениях (2.12) — (2.15) рассматриваемой характеристикой землетрясения, вместо уравнения (1.5) использовать иную корреляцию, соответствующую этой характеристике [уравнения (1.4) или (1.7)], а для реакции — соотношения, приведенные в гл. 3 и 4.

При не слишком больших фокусных расстояниях уравнение (1.4) можно без существенной погрешности заменить приближенным соотношением:

$$y_c = \exp(c_y M) F_y(R), \quad (2.16)$$

где y_c — вычисленное значение a , v или d ; c_y — константа, а F_y зависит только от R .

Если мы, кроме того, примем, что в интересующих нас пределах значение $E[\lambda(M)]$ можно считать пропорциональным $\exp(-\beta M)$, то $E[\mu(y_c)]$ окажется пропорциональным y_c^{-b} , где $\mu(y_c)$ — повторяемость землетрясений, для которых вычислен-

¹ Не менее важны характеристики спектров. (Прим. науч. ред.).

ное значение a , v или d превышает y_c , а b — константа, пропорциональная β . При этих условиях найдем, что если распределение величины y/y_c независимо от y_c , где y — фактическое значение a , v или d , то имеет место зависимость

$$\frac{y_\mu}{y_{c\mu}} = \left[E \left(\frac{y}{y_c} \right)^{-b} \right]^{1/b}, \quad (2.17)$$

где y_μ и $y_{c\mu}$ — соответственно фактическое и вычисленное значения a , v или d , имеющие одну и ту же повторяемость μ .

Это непосредственно вытекает из полученного Эстева (1968 и 1970) соотношения, которое дает [для подстановки в уравнение (2.17)] плотности распределения y/y_c для максимальных значений ускорения и скорости движения частиц грунта. Значения отношения $y_\mu/y_{c\mu}$ в функции от b приведены на рис. 2.8.

Исходя из уравнения (1.2) можно получить соотношение

$$I_\mu - I_{c\mu} = 1,44 \ln \frac{y_\mu}{y_{c\mu}},$$

обладающее такой же степенью точности, как и приведенные выше. Здесь I_μ и $I_{c\mu}$ — фактическая и вычисленная интенсивности по модифицированной шкале Меркалли (ММ), соответствующие любой заданной повторяемости μ , а y — максимальная скорость движения частиц грунта.

Полученные результаты согласуются с предположением, что $F(R)$ в уравнении (1.5) не зависит от M . Отсюда следует, что $E[\mu(I_c)]$ пропорционально $\exp(-\beta' I_c)$, где $\beta' = \beta \ln 2$. Поскольку значения β для Тихоокеанского, Средиземноморского пояса и макрзоны низкой сейсмичности равны соответственно 2,16, 1,70 и 2,88, соответствующие значения β' будут 1,50; 1,18 и 2. Следовательно, среднегодовое число землетрясений с интенсивностью, превышающей $I_c - 1$, обычно в 3,2—7,4 раза больше числа землетрясений с интенсивностью, превышающей I_c .

Для районов, где относительно велика доля слабых землетрясений (например, в таких, для которых типичны землетрясения небольшой силы в виде «серий»), следует принимать большие значения β' . Такова центральная часть Сальвадора, ряд районов Японии и др. В противоположность этому меньшие значения относятся к областям, где преобладают землетрясения с большой интенсивностью, например к Средиземноморскому поясу, в особенности к Агадире, Скопле, Нью-Мадриду и некоторым другим районам, для которых характерны неожиданные землетрясения большой разрушительной силы.

Для типичного случая, когда значения интенсивностей в рассматриваемой точке связаны главным образом с влиянием зон Тихоокеанского пояса, Эстева были найдены значения $b = 2,56$ и $b = 2,11$, относящиеся соответственно к максимальному ускоре-

нию и максимальной скорости грунта. Согласно рисунку 2.8, находим при этом $a_{\mu}/a_{cm}=2,4$ и $v_{\mu}/v_{cm}=1,9$, а из уравнения (2.18) получаем $I_{\mu}-I_{cm}=1,44 \ln 1,9=0,92$. Такое резкое расхождение вычисленных и фактических характеристик может показаться неожиданным. Оно является следствием значительной дисперсии использованных нами корреляций.

Если выражение $\ln E[\mu(y_c)]$ (в функции $\ln y_c$) идеализировано как прямая линия, то $\ln E[\mu(y)]$ (в функции $\ln y$) будет представлять собой прямую, ей параллельную. Даже приняв первую из этих линий слегка изогнутой, можно получить хорошее приближение, если использовать для уравнения (2.17) и графиков на рисунке 2.8 значения b , соответствующие локальным значениям μ .

При применении изложенных методов к характеристикам реакции сооружения аналитическое исследование часто связано со значительными трудностями. В этих случаях приходится прибегать к моделированию¹ или к довольно грубым аппроксимациям (см. гл. 7).

Обычно данные общего характера, например кривые на рис. 2.7 или сводные карты сейсмичности больших областей, относятся к породам с какой-то условной «средней» плотностью: мягким песчанкам, сланцеватым глинам, средним известнякам, твердым вулканическим туфам и т. п. В тех случаях, когда на значительных территориях условия носят иной характер, эти данные приходится корректировать, пока не окажется возможным составление более детальных карт сейсмичности. При этом один из простейших критериев (Gzovsky, 1962) состоит в увеличении интенсивности на одну ступень для пород, более мягких или рыхлых, чем «средние», или в уменьшении ее на одну ступень при более твердых породах. Более сложный критерий того же типа был предложен Рихтером (1959).

Влияние местных геологических условий в известной мере учитывается при использовании статистических данных об интенсивностях. Поэтому для согласованности с используемой информацией следует учитывать это влияние и в априорном распределении.

2.4. Микрорайонирование

Элементарный способ учета влияния местных геологических условий состоит в локальном увеличении или уменьшении интенсивности на региональных картах сейсмичности в соответствии с геологическим типом верхних напластований.

¹ Одна из работ этого направления (Lacer, 1965) представляет значительный интерес, хотя не все ее результаты можно применить непосредственно, так как она основана на предположении, что характеристики грунта остаются линейными при любой интенсивности землетрясения.

Однако имеется ряд возражений против применения столь простого метода микрорайонирования. Во-первых, играет роль не только геологическая классификация, но и консистенция материала верхних слоев. Во-вторых, толщина верхнего слоя, а в некоторых случаях и характеристики подстилающих пластов также весьма существенны. В-третьих, увеличение или уменьшение сейсмичности на постоянную величину предполагает линейную работу грунта, что вряд ли оправданно при сильных движениях слабых или рыхлых грунтов. И наконец, влияние характеристик грунта обычно не сводится только к изменению интенсивности землетрясения. Как мы уже видели, следствием этого влияния часто бывает появление преобладающих периодов колебаний и увеличение длительности движений. Эти вопросы рассматриваются в гл. 3, где для некоторых из них дается также и количественная оценка. Тем не менее при отсутствии детальной информации о геологических условиях и механических характеристиках грунтов в рассматриваемом районе элементарные способы также могут служить определенным критерием при микрорайонировании.

Высказывалось мнение, что спектры колебаний, вызванных микросотрясениями, или другие результаты исследования этих явлений позволят получить необходимые количественные данные для составления детальных карт микрорайонирования и даже для локальной оценки преобладающих периодов колебаний грунта (Kanai, Tanaka and Osada, 1954). Такое утверждение весьма спорно, вследствие (помимо прочих причин) нелинейности характеристик грунта при высоких интенсивностях, а также вследствие того, что на вид поверхностных колебаний, вызванных, например, движением транспорта, существенно влияют только самые верхние слои почвы, а характеристики этих малых возмущений неизвестны.

ГЛАВА 3. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕРОЯТНОСТЕЙ ДЛЯ ОРДИНАТ СПЕКТРОВ РЕАКЦИЙ СООРУЖЕНИЯ

3.1. Предмет настоящей главы

Если движения грунта описаны детерминистски, мы всегда можем применить для определения реакций сооружения обычные методы динамики — конечно, при условии, что характеристики самого сооружения также найдены детерминистскими методами. С другой стороны, характеристики возможных в будущем землетрясений могут быть описаны только вероятностными методами, а для параметров работы сооружений также характерна известная неопределенность, особенно при динамических

воздействиях. Ясно поэтому, что более логичный, в большей мере согласующийся с нашими задачами метод должен быть основан на применении теории вероятностей. Положения теории вероятностей, необходимые для изложения материала в этой и последующей главах, будут приводиться по мере необходимости.

Вначале мы будем рассматривать параметры сооружения как детерминистские величины, применяя вероятностный подход только для описания движения грунта. В некоторых случаях мы еще более упростим проблему. Поскольку математические ожидания самих реакций рассматриваемого сооружения отличаются еще большей неопределенностью, чем отношения этих реакций к их ожидаемым значениям, мы будем заменять эти отношения их математическими ожиданиями. Иногда нашей целью будет просто разработка эффективных процедур для оценки ожидаемых значений реакций сооружения на основе только такой ограниченной информации, как максимальные ускорения, скорости и перемещения грунта.

Линейные системы с единственной степенью свободы представляют интерес как идеализация определенного класса сооружений. Однако в большей мере этот интерес обусловлен возможностью использования результатов анализа реакций таких систем для исследования работы более сложных сооружений.

В гл. 1 мы разделили землетрясения на четыре группы. Мы уделим основное внимание сильным движениям твердых грунтов при средних фокусных расстояниях. Такой выбор объясняется несколькими причинами. Во-первых, для разрушительных землетрясений чаще всего характерны движения именно такого типа. Во-вторых, большая часть заслуживающих доверия записей также относится к движениям этого типа. Помимо этого сильные движения твердых грунтов при средних фокусных расстояниях допускают удобную математическую идеализацию, а рассмотрение линейной фильтрации таких движений позволяет применить аналогичные методы для исследования движений слабых грунтов в пределах их линейной работы.

Резко выраженная нерегулярность сильных движений твердого грунта указывает на целесообразность их идеализации в форме стохастического процесса.

3.2. Стохастические процессы¹

Пусть $x_n(t)$ — семейство действительных функций от времени, а индекс n — случайная величина. Такое семейство функций образует стохастический процесс. Этот процесс определяет случайную величину x для каждого фиксированного значения времени.

¹ Этот подраздел частично основан на работе Франклина (1963). См. также Розенблюэт, 1964 г.

Если для любой конечной совокупности значений времени t_k случайные величины $x(t_k)$ относятся к многомерному распределению Гаусса с нулевыми средними значениями, то случайный процесс $x(t) = x_n(t)$ называется *гауссовским*.

Случайный процесс $x(t)$ называется *стационарным*, если для любой конечной совокупности значений времени t_k и любого сдвига аргумента Δt случайные величины $x(t_k)$ имеют такое же совместное распределение, как и случайные величины $x(t_k + \Delta t)$. Это определение применимо, когда t_k может принимать любое конечное значение.

Стационарный процесс называют процессом с *конечной продолжительностью*, если t_k и $t_k + \Delta t$ заключены в пределах конечного интервала, вне которого $x(t) = 0$.

Автокорреляционная функция¹ определяется как

$$\varphi(t_1, t_2) = E[x(t_1)x(t_2)]. \quad (3.1)$$

Если процесс $x(t)$ — стационарен, то автокорреляционная функция зависит только от разности $\tau = t_2 - t_1$. В этом случае

$$\varphi(\tau) = E[x(t - \tau)x(t)]. \quad (3.2)$$

Для стационарных процессов с конечной продолжительностью это справедливо, если $t - \tau$ и t лежат внутри рассматриваемого интервала. Если же хотя бы одно из этих значений лежит вне интервала, то $\varphi = 0$. И наоборот, если процесс гауссовский, а $\varphi(t_1, t_2)$ — функция только от $t_2 - t_1$, то $x(t)$ стационарен.

Пусть $x(t)$ — стационарный стохастический процесс, и мы хотим исследовать для этого процесса плотность распределения. Мы не предполагаем, что $x(t)$ стремится к нулю, когда $t \rightarrow \pm\infty$. Поэтому нет смысла применять к этой переменной преобразование Фурье. Однако если $x_s(t)$ имеет конечную продолжительность s и совпадает с $x(t)$ в интервале $-s/2 \leq t \leq s/2$, то это возмущение x_s будет иметь следующее преобразование Фурье:

$$F_s(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{-i\omega t} x_s(t) dt. \quad (3.3)$$

Спектральная плотность $G^2(\omega)$ стационарного стохастического процесса $x(t)$ определяется как

$$G^2(\omega) = \lim_{s \rightarrow \infty} \frac{E|F_s(\omega)|^2}{s}. \quad (3.4)$$

Математическое ожидание относится к семейству возмущений $x_n(t)$ стохастического процесса. Следовательно, $G^2(\omega)$ зависит от всего процесса, а не от какой-либо одной выборочной функции.

¹ В отечественной литературе чаще используется термин «корреляционная функция». (Прим. науч. ред.).

Можно показать, что спектральная плотность равна преобразованию Фурье для автокорреляционной функции:

$$G^2(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \varphi(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau. \quad (3.5)$$

Термином «дробный шум» определяется последовательность мгновенных импульсов

$$x(t) = \sum_i a_i \delta(t - t_i), \quad (3.6)$$

где как a_i , так и t_i могут быть случайными величинами, а δ — дельта-функция Дирака.

Если вероятность, что одно из t_i попадает в данный интервал времени продолжительностью dt , представляет собой константу того же порядка, что и dt , и, помимо этого, не зависит от значений времени, соответствующих попаданию предшествующих t_i , то семейство функций $x_n(t)$ хорошо описывается процессом Пуассона.

Если $E(a_i) = 0$, а интервалы $t_{i+1} - t_i$ стремятся к нулю, в то время как продолжительность движения и отношение $E(a_i^2)/E(t_{i+1} - t_i)$ остаются конечными, то дробный шум стремится к гауссовскому. Отношение $E(a_i^2)/E(t_{i+1} - t_i)$ получило название *интенсивности в единицу времени* и является обычно функцией времени. Когда интенсивность в единицу времени постоянна, процесс стационарен, и дробный шум называют *белым шумом*. Часто в литературе понятия «дробный» и «белый шум» употребляются как синонимы. Для белого шума

$$\varphi(\tau) = a^2 \delta(\tau),$$

где a — константа.

Белый шум с бесконечной продолжительностью имеет спектральную плотность в обычном смысле, и формула (3.5) при этом дает $G^2(\omega) = a^2$.

Используя уравнение (3.3), можно показать, что белый шум представляет собой наложение бесконечного числа синусоидальных волн с различными частотами и равномерным распределением этих частот между нулем и бесконечностью. Отсюда возникло наименование этого процесса.

3.3. Моделирование землетрясений с помощью «отрезков белого шума»

Рассмотрим семейство движений, для которых акселерограммы представляют собой белый шум с конечной продолжительностью s . Это означает, что $\ddot{x}(t)$ — нуль при $t \leq 0$ и при $t > s$ и белый шум в интервале $0 < t \leq s$ (в формулах предыдущего параграфа следует x заменить на \ddot{x}). Этот процесс физически

невозможен, так как предполагает бесконечные ускорения, а при завершении он не обязательно имеет нулевую скорость. Важно, однако, что эта модель дает значения интересующих нас величин в хорошем соответствии со своим **прототипом**. Как увидим далее, для широкого диапазона периодов собственных колебаний может быть получен хороший прогноз работы сооружений при сейсмических воздействиях, если принять, что ускорения грунта представляют собой белый шум. Изучение этого процесса создает также основу для принятия моделей, более близких к действительности.

Использование отрезков белого шума для описания акселерограмм сейсмических движений грунта было впервые предложено в статье Хаузнера (1947). Результаты исследования Хаузнера указывают на значительное сходство спектров землетрясений и отрезков дробного шума в широком диапазоне периодов собственных колебаний.

Дробный шум может быть представлен так, как это показано на рис. 3.1. Скачкообразные изменения скорости грунта, равные u_i , играют роль величин $a_i \delta(t - t_i)$ в уравнении (3.6). Если $\max(t_{i+1} - t_i)$ стремится к нулю, а отношение $\omega = E(u_i^2)/E(t_{i+1} - t_i)$ остается конечным и не зависящим от времени, то процесс будет приближаться к отрезку белого шума. По характеру воздействия на сооружение этот шум может рассматриваться как гауссовский, поскольку в этом случае при любых передаточных функциях с конечным числом конечных разрывов

функции распределения для $\int_0^t \ddot{x}_0(\tau) \psi(t - \tau) d\tau$ будут такими же, как если бы процесс был гауссовским. Отношение ω характеризует для процесса интенсивность в единицу времени.

Критерий неразрушимости часто принимается в виде $Q \leq Q_1$, где $Q = \max |q(t)|$; Q_1 — предельно допустимое значение реак-

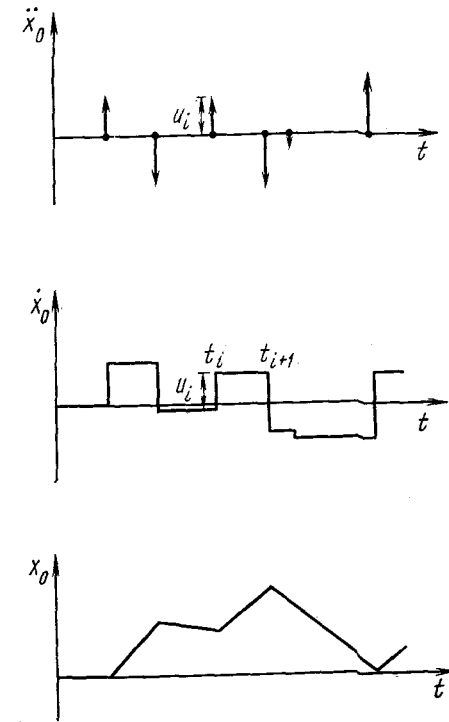


Рис. 3.1. Диаграммы ускорения, скорости и перемещений для дробного шума

ции сооружения, а q — деформация, абсолютное ускорение или какая-либо иная характеристика реакции сооружения, являющаяся их линейной функцией (например, усилие в упругом элементе, сумма усилий в упругом и вязком элементах и вообще любая обобщенная сила или деформация). При этом возникает вопрос о степени полноты и точности, необходимой при подсчете распределения вероятностей для Q_1 . Борджес (Borges, 1956) показал, что неопределенность, связанная с интенсивностями возможных в будущем землетрясений, настолько превышает неопределенность отношения Q_1 к $E(Q)$, соответствующего определенной интенсивности, что, рассматривая Q_1 как детерминистскую функцию характеристик землетрясения, мы допустим весьма небольшую ошибку.

Мы опустим нижний индекс «1» и будем говорить о распределении отношения $Q/E(Q)$, полагая, что математическое ожидание $E(Q)$ связано с заданной группой характеристик, включающей в себя интенсивность (или магнитуду и фокусное расстояние) и влияние местных геологических условий. Ясно, что $E(Q)$ требует весьма тщательного подсчета, в то время как даже грубая оценка распределения для $Q/E(Q)$ будет приемлемой. В основном по этим же соображениям подход к параметрам сооружения, в том числе и к прочности, как к детерминистским величинам обычно оказывается целесообразным.

Вопрос еще более упростится, если мы примем, что максимальные значения интересующих нас реакций (абсолютного ускорения и перемещения относительно основания) пропорциональны максимальным значениям некоторой условной «реакции» r , определяемой в виде

$$r^2 = (\omega_1 y)^2 + (\dot{y} + \zeta \omega_1 y)^2, \quad (3.7)$$

где ω_1 — собственная круговая частота незатухающих колебаний; y — деформация, а ζ — коэффициент затухания.

Упрощение связано с тем, что r — это радиус-вектор на изображении фазовой плоскости, где свободные колебания имеют вид логарифмических спиралей. Это дает возможность заменить действительное граничное условие другим, не зависящим от фазового угла.

Крендалл, Чандирами и Кук (1966) показали, что существует значительная разница между ожидаемыми значениями реакций, найденными исходя из корректного граничного условия, и значениями, связанными с амортизационным барьером, соответствующим $R = \max(r)$. Тем не менее распределение $R/E(R_0)$ (нулевой индекс означает отсутствие затухания), полученное теоретически, удовлетворительно совпадает с соответствующими нормированными распределениями псевдоскоростей реальных землетрясений, отрезков белого шума и гауссовского процесса (Rosenblueth and Bustamante, 1962; Brady and Husid, 1966). Эта аппроксимация справедлива для реальных сейсмических воздей-

ствий при условиях, что период собственных колебаний сооружения не слишком мал, что средняя спектральная мощность (как функция круговой собственной частоты) не имеет резко выраженной кривизны вблизи собственных частот сооружения (Caughey and Gray, 1963) и что $T_1 \ll s$. Первое из этих условий не вызывает затруднений, когда период собственных колебаний длиннее, или по крайней мере ненамного короче, чем период, соответствующий пересечению кривых для a и v на логарифмическом графике спектров реакций (a и v — максимальные значения ускорения и скорости грунта). Иными словами, период собственных колебаний должен быть ненамного короче, чем $2\pi v/a$. Второе ограничение относится к землетрясениям в условиях слабых грунтов и исключает из рассмотрения реакции сооружений в тех случаях, когда эти реакции связаны с периодами собственных колебаний, близкими к преобладающим периодам колебаний грунта. Требование, чтобы T_1 было намного меньше, чем продолжительность землетрясения, можно считать излишне строгим для практических целей. Достаточно, чтобы T_1 было ненамного больше, чем s , а этим охватываются почти все интересные нас случаи.

С учетом этих ограничений погрешность будет не слишком велика, если принять, что

$$\frac{Q}{E(Q_0)} = \frac{R}{E(R_0)}, \quad (3.8)$$

где Q — реакция сооружения, связанная с любой вероятностью разрушения, равной вероятности того, что R будет превышено.

Распределения вероятностей при различных значениях параметра ζ приведены на рис. 3.2 (Rosenblueth and Bustamante, 1962; Brady, 1966; Brady and Husid, 1966).

Введем теперь коэффициенты $\beta = Q/E(Q_0)$ и $\beta_E = E(Q)/E(Q_0)$. Их можно рассматривать как корректирующие коэффициенты, учитывающие влияние затухания. Если β_E зависит только от $\zeta \omega_1 s$, то β является функцией также и вероятности разрушения. Эти коэффициенты представлены на рис. 3.3. Коэффициент β_E может быть с небольшой погрешностью аппроксимирован выражениями

$$\beta_E \approx \left(1 + \frac{\zeta \omega_1 s}{2}\right)^{-1/2} \quad (3.9)$$

(Rosenblueth, 1968 c; Rosenblueth and Elordny, 1969a) или

$$\beta_E \approx (1 + 0,6 \zeta \omega_1 s)^{-0,45} \quad (3.10)$$

(Rosenblueth, 1964c). Почти для всего диапазона практически важных значений $\zeta \omega_1 s$ второе выражение дает большую точность (погрешность не превышает 3%), между тем выражение

(3.9) асимптотически приближается к точному значению при стремлении s к бесконечности. При значениях $\zeta\omega_1 s$ в пределах между 8 и 40 величина β_E изменяется примерно, как $\zeta^{-0,4*}$.

Значения β , даже когда они связаны с такими сравнительно большими вероятностями разрушения, как 10^{-1} , существенно меньше значений β_E для тех же $\zeta\omega_1 s$.

Причина заключается в том, что влияние затухания проявляется сильнее в снижении пиковых значений, чем в уменьшении средних спектральных ординат. Это явление можно оценить по

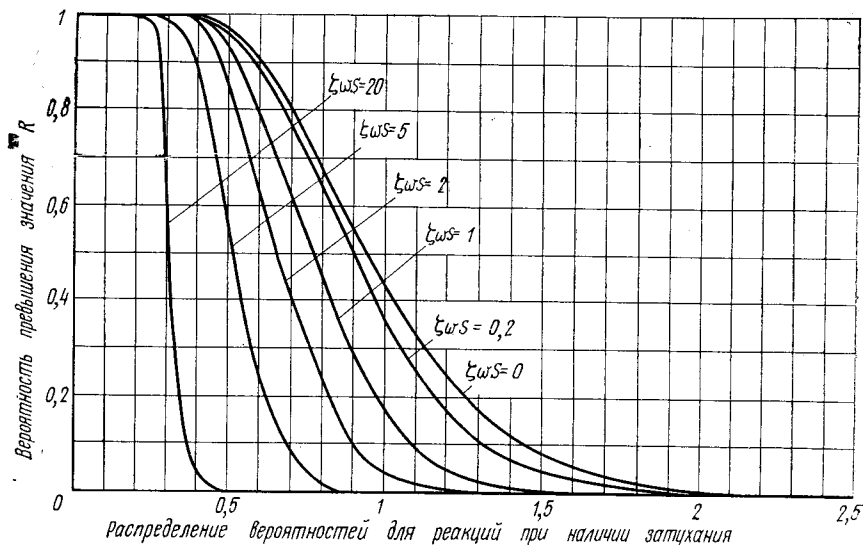


Рис. 3.2. Распределение вероятностей для реакций при наличии затухания

рис. 3.4, где приведены спектры реакций для различных коэффициентов затухания (землетрясение 1940 г. в Эль-Центро, направление «северо-юг»).

Кривые на рис. 3.3 имеют наибольшую крутизну вблизи нулевого затухания. Переход от нулевого к любому конечному значению ζ снижает реакцию намного сильнее, чем удвоение ζ . Это можно проследить также и по спектрам на рис. 3.4.

Коэффициент затухания входит только в произведение $\zeta\omega_1 s$. Поэтому эффект затухания монотонно меняется вместе с изменением собственной частоты колебаний и продолжительности движения грунта. Этот вывод, однако, несправедлив, когда ω_1 приближается к бесконечности, поскольку максимальные ускорения

* Это соотношение было предложено Канаи (Kanai, 1957) и его достаточная точность была подтверждена при изучении реакций сооружений во время действительных землетрясений (Arias and Husid, 1962; Arias and Petit-Laurent, 1963).

бесконечно жесткого сооружения при любом затухании равны максимальным ускорениям грунта, и, следовательно, при $T_1=0$ не может быть понижающего коэффициента. То же относится и к псевдоускорениям $\omega_1^2 D$ (D — спектральная деформация), так как можно показать, что

$$\lim_{\omega_1 \rightarrow \infty} \omega_1^2 D = \lim_{\omega_1 \rightarrow \infty} \max |\ddot{x}|$$

(Jenschke, Clough and Penzien, 1965; см., например, рис. 3.4).

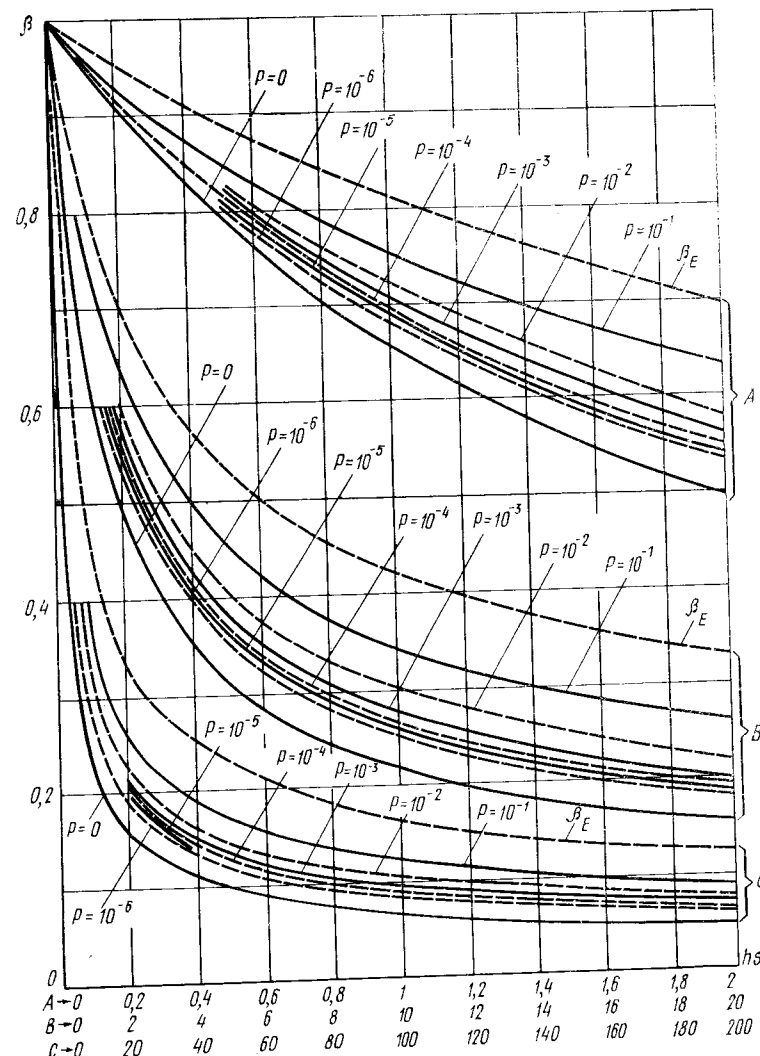


Рис. 3.3. Корректирующие коэффициенты для учета затухания (p — вероятность, что реакция R будет превышена)

Рис. 3.4. Спектры реакций упругих систем. Составляющая землетрясения «север—юг» в Эль-Центро в мае 1940 г. (Blume, Newmark, and Corning, 1960)

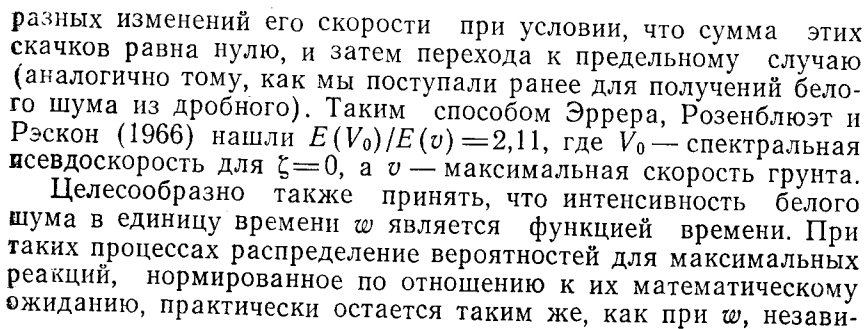
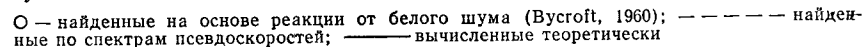


Рис. 3.5. Корректирующие коэффициенты (найденные теоретически и подсчитанные иными методами) для усредненных псевдоскоростей при наличии затухания



70

3.4. Моделирование землетрясений с помощью стационарных гауссовских процессов

Стремление к описанию землетрясений как стационарного гауссовского процесса объясняется его простотой. Однако прямое использование гауссовского процесса невозможно, поскольку вероятность того, что любая заданная реакция при движении этого типа будет превышена по крайней мере один раз, равна 1, а при этом мы получаем $E(Q) = \infty$.

Чтобы применить полученные результаты для вычисления среднеквадратичных значений реакций сооружения от воздействия стационарного гауссовского процесса, поступаем следующим образом.

1. Находим для семейства рассматриваемых движений грунта значения функций

$$G^2(\omega) = \lim_{s \rightarrow \infty} \frac{E|F(\omega)|^2}{s}, \quad (3.11)$$

где

$$F(\omega) = \int_0^s e^{-i\omega t} \ddot{x}_0(t) dt.$$

Ожидаемые значения квадратов амплитуд преобразования Фурье должны содержать данные как о записанных инструментально, так и о предполагаемых в будущем движениях грунта, причем последние учитываются на основе соображений о характере передачи сейсмических волн.

2. Устанавливаем параметры стационарного гауссовского процесса, имеющего спектральную плотность G^2 .

3. Принимаем, что для любого момента времени ожидаемое максимальное численное значение реакции от воздействия семейства реальных движений грунта пропорционально квадратному корню из ожидаемого значения квадрата этой же реакции при воздействии гауссовского процесса:

$$E(Q) \propto \sqrt{E(q^2)}. \quad (3.12)$$

Левая часть этого выражения характеризует сейсмическое воздействие, а правая — стационарный процесс (момент времени, для которого подсчитано $E(q^2)$, не задается ввиду стационарности процесса).

Теперь проблема сводится к подсчету $E(q^2)$ и коэффициента пропорциональности (константы) между квадратным корнем из этой величины и $E(Q)$. Чтобы найти $E(q^2)$, введем весовые переходные функции или базисные решения рассматриваемой системы. Импульсная переходная функция ψ_q , относящаяся к реакции q любой линейной системы, представляет собой реакции $q(t)$ от воздействия единичного импульса скорости, т. е. от

$$\ddot{x}_0(t) = \delta(t),$$

где δ — дельта-функция Дирака.

Это возмущение приобретает соответствующую размерность при умножении на значение произвольного импульса скорости.

Вследствие линейности системы мы можем при любой акселерограмме $\ddot{x}_0(t)$, начинающейся с $t=0$, написать:

$$q(t) = \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) \psi_q(t-\tau) d\tau. \quad (3.13)$$

Если возмущение относится к стационарному гауссовскому процессу со средней спектральной мощностью $G^2(\omega)$, то

$$E(q^2) = \int_{-\infty}^{\infty} |F_q(\omega)|^2 G^2(\omega) d\omega, \quad (3.14)$$

где $F_q(\omega)$ — преобразование Фурье для ψ_q (Crandall, 1958).

Это соотношение справедливо при любом числе степеней свободы рассматриваемой системы. Мы используем его в гл. 4.

Применение этого соотношения для случаев, когда q представляет собой y или \dot{x} (деформацию или абсолютное ускорение простой системы с вязким сопротивлением), и соответствующие этим случаям преобразования Фурье рассмотрены Розенблюэтом (1964 с).

Остается найти коэффициент пропорциональности в уравнении (3.12). Если $q(\omega_1)$ означает абсолютное перемещение, скорость или ускорение в сооружении, представляющем собой простую систему с собственной частотой незатухающих колебаний ω_1 , то $q(\omega)$ представляет собой соответствующие параметры для грунта, поскольку бесконечно жесткое сооружение испытывает те же перемещения, что и грунт. Приняв в выражении для $|F_q|^2$

(q означает x , \dot{x} или \ddot{x}) $\omega_1 = \infty$ (Rosenblueth, 1964 с), получим $|F_q(\omega)|^2 = 1$, вследствие чего

$$E[Q(\omega_1)] \propto \left[\int_{-\infty}^{\infty} G^2(\omega) d\omega \right]^{1/2}.$$

Если процесс действительно гауссовский и стационарный, то как $E[Q(\omega_1)]$, так и $E[Q(\omega)]$ будут бесконечны, но, учитывая, что каждая реакция пропорциональна соответствующему $\sqrt{E(q^2)}$, можно написать¹:

$$\frac{E[Q(\omega_1)]}{E[Q(\omega)]} = \left[\frac{\int_{-\infty}^{\infty} |F_q(\omega)|^2 G^2(\omega) d\omega}{\int_{-\infty}^{\infty} G^2(\omega) d\omega} \right]^{1/2}. \quad (3.15)$$

Эта приближенная формула теряет смысл при стремлении ξ к нулю, так как при нулевом затухании интеграл в числителе рас-

¹ Этот метод предложен Tajimi (1960). См. также Розенблюэт (1964е).

ходится. Однако, как увидим далее, даже для относительно малого затухания результаты получаются вполне удовлетворительными.

Другой подход заключается в использовании применительно к рассматриваемому случаю известного решения, полученного для стационарного белого шума конечной продолжительности¹. Это дает:

$$\frac{E[Q(\omega_1)]}{E[Q_a(\omega_1)]} = \left[\frac{\int_{-\infty}^{\infty} |F_q(\omega)|^2 G^2(\omega) d\omega}{\int_{-\infty}^{\infty} |F_q(\omega)|^2 a^2 d\omega} \right]^{1/2}, \quad (3.16)$$

где Q_a — максимальное численное значение q как реакции от воздействия стационарного белого шума, для которого $G^2 = a$ (константа).

Точность уравнения (3.16) может быть повышена, если принять продолжительность белого шума меньшей, чем продолжительность реальных движений грунта, поскольку последние нестационарны. Это выражение теряет смысл, когда ω стремится к бесконечности.

Были также проведены исследования, основанные на предположении, что спектральная плотность движения грунта такая же, как если бы это движение было стационарным гауссовским процессом, возникающим при реакции системы с одной степенью свободы и затуханием от действия стационарного белого шума бесконечной продолжительности². На основании уравнения (3.16) можно показать, что спектральная плотность белого шума, прошедшего через фильтр, пропорциональна этой плотности для фильтра $|F_x(\omega)|^2$. Все это дало возможность Хаузнеру и Дженнингсу (1964) установить очень хорошее совпадение между значениями $G^2(\omega)$ из уравнения (3.11), определенными по записям (на твердом грунте) ряда землетрясений на западном побережье США, и выражением

$$G^2(\omega) = B \frac{1 + (2\eta\omega/p)^2}{(1 - \omega^2/p^2)^2 + (2\eta\omega/p)^2}, \quad (3.17)$$

где B — константа; η — коэффициент затухания фильтра, а p — его собственная круговая частота.

Это выражение имеет ту же форму, что и $|F_x|^2$, если не считать константы.

Применительно к упомянутым землетрясениям выражение (3.17) при G — в $\text{см}/\text{с}^{3/2}$ и ω — в с^{-1} получает вид (см. рис. 3.6):

$$G^2(\omega) = \frac{11,5(1 + \omega^2/147,8)}{(1 - \omega^2/242)^2 + \omega^2/147,8}.$$

¹ Этот метод дан Розенблюэтом (1964 с) на основе обобщения исследований Кафи и Грэя (Canghey and Gray, 1963).

² Предложено Таджими (Tajimi, 1960) на основе исследований Канаи (Kanai, 1957).

Барштейном (1960) и Болотиным (1960) были проведены исследования, основанные на применении автокорреляционной функции в форме

$$\varphi(\tau) = e^{-\alpha|\tau|} \cos \beta\tau, \quad (3.18)$$

где α и β — константы (рис. 3.7).

С помощью этих корреляционных функций можно, пользуясь уравнением (3.5), получить средние спектральные мощности, которые также полностью соответствуют форме $|F_x|^2$.

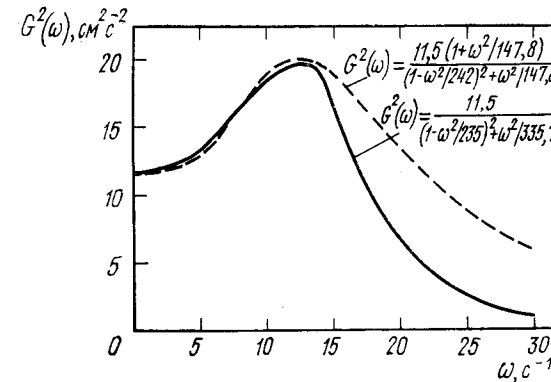


Рис. 3.6. Теоретические значения спектральной плотности

Ариас и Пети-Лорен (1962) в работе, посвященной исследованию фильтрации поперечных волн, вызванных стационарным белым шумом, через слой мягкого грунта постоянной толщины, опирающийся на полубесконечное скальное основание, приняли упрощающее допущение относительно внутреннего затухания грунта. Они показали, что при этом процессе спектральная плотность как функция ω имеет большое число пиковых значений, а ее огибающая представляет собой кривую, форма которой определяется уравнением (3.16). Этот резкий характер движения связан с многократным отражением и преломлением волн (хотя и не обязательно в слое мягкого грунта). Результаты этой работы в известной мере подтверждают необходимость введения второго сомножителя в уравнение (3.18) для аппроксимации автокорреляционных функций при землетрясениях рассматриваемого типа.

На рис. 3.8 дано сравнение спектров средних псевдоскоростей, из которых получены параметры уравнения (3.17), и соответствующих спектров реакций, найденных подстановкой уравнения (3.17) в уравнения (3.15) и (3.16). Последние два уравнения дополняют друг друга в том смысле, что каждое из них дает удовлетворительные результаты в пределах своей применимости. Существенная разница в значениях спектральных ускоре-

ний, вычисленных по этим уравнениям для коротких периодов собственных колебаний, видна из рис. 3.9, который получен на основе той же спектральной плотности, что и рис. 3.8. Для этой области уравнение (3.16) неприменимо.

Безоговорочное использование изложенного метода встречает одно серьезное возражение. При выборе модели возникновения рассматриваемых процессов мы принимаем, что они соответствуют движениям простых систем, покоящихся на грунте, акселерограмма движения которого представляет собой белый шум. Конечная скорость грунта, а следова-

тельно, и системы при этом не обязательно равны нулю. Существуют различные подходы к этому вопросу, как увидим далее при рассмотрении задачи моделирования землетрясений.

После того как найдены ожидаемые значения реакций, мы получаем всю дальнейшую информацию исходя из допущения, что распределение вероятностей для реакции, нормированное по отношению к ее математическим ожиданиям, совпадает с распределением вероятностей для отношения $R/E(R)$ при действии отрезка белого шума. Поскольку ожидаемые значения реакции представляют для нас больший интерес, чем это распределение, точность упомянутого допущения обычно не слишком важна. Однако это допущение приводит к полностью ошибочным результатам, когда значения ω_1 очень велики. Если максимальное ускорение грунта задано, то распределения для спектрального ускорения и псевдоускорения стремятся к детерминистским значениям при стремлении ω_1 к бесконечности. Это относится также и к распределению для спектральной деформации, если ω_1 стремится к нулю, а максимальное перемещение грунта задано, поскольку спектральная деформация стремится к максимальному перемещению грунта.

Рассматривая гауссовские процессы, мы считали их суперпозициями гармонических движений с соответствующим распределением амплитуд как функций частоты. Их можно также рассматривать как предельную форму процессов, которые при возникновении имеют акселерограммы в виде дробного шума (Rosenbluth and Bustamante, 1962). Заменяем каждый мгновенный импульс волной соответствующей формы, для которой интеграл по времени равен значению импульса и имеет тот же знак. И наконец, при сохранении конечных значений для соответствующих величин интервалы устремляем между импульсами к нулю (чтобы движение было стационарным, форма всех волн должна быть одинаковой). Исходя из этого можно объяснить расхождение в области больших собственных частот между результатами, полученными на основе гауссовской идеализации движений, и реакциями сооружений при действии реальных землетрясений. При нашем моделировании мы приняли, что движение грунта, связанное с каждым импульсом, возникшим прежде чем реакция Q , уже завершилось. Такое допущение логично при условии, что продолжительность каждой волны мала по сравнению с периодом собственных колебаний, связанным с реакцией q . Оно становится несправедливым, если T приближается к нулю.

Постараемся найти приближенное решение, применимое во всем диапазоне периодов собственных колебаний и коэффициентов затухания. При этом учтем, что уравнение (3.15) справедливо при $\xi \gg 0$, а уравнение (3.16) — при $T \gg 0$. Приведенное ниже выражение интерполировано между двумя этими решениями и приближается к каждому из них в тех пределах, где они наиболее точны:

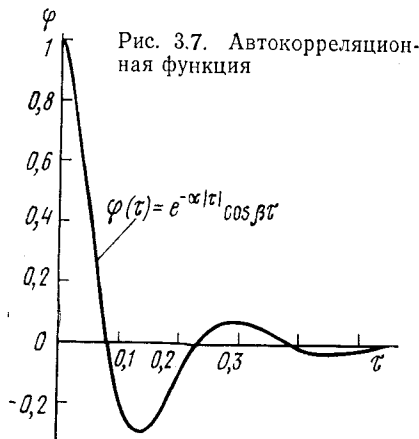


Рис. 3.7. Автокорреляционная функция

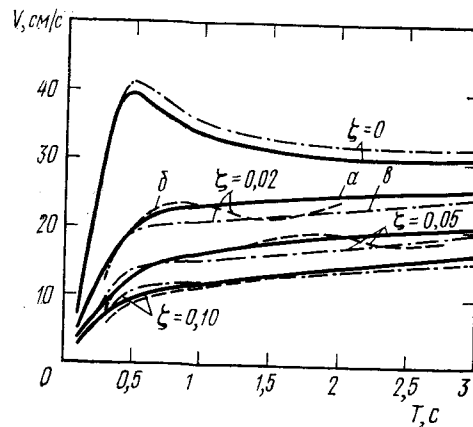
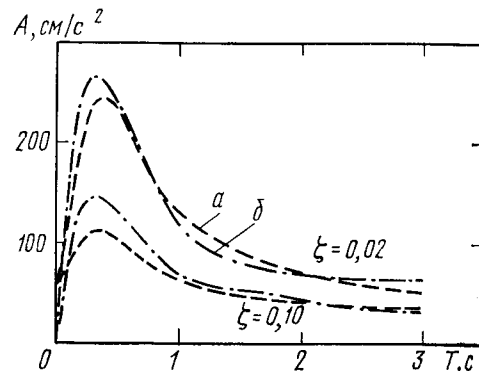


Рис. 3.8. Спектры псевдо-скоростей реальных землетрясений a (Housner, 1959), а также спектры b и v , полученные соответственно с помощью уравнений (3.15) и (3.16) $S=30$ с (Housner and Jennings, 1964)

Рис. 3.9. Спектры (а) и (б) ускорений, полученные соответственно по уравнениям (3.15) и (3.16)



$$E(Q) = \frac{4\zeta\omega_1 E(Q_1) + \eta p E(Q_2)}{4\zeta\omega_1 + \eta p} \quad (3.19)$$

Здесь ζ и ω_1 относятся к рассматриваемым сооружениям; η и p имеют те же значения, что и в уравнении (3.17), а $E(Q_1)$ и $E(Q_2)$ — ожидаемые значения реакций соответственно по уравнениям (3.15) и (3.16).

Значения $\eta=0,24$, $p=25 \text{ с}^{-1}$ и $s=15 \text{ с}$ весьма близки соответствующим значениям записи (в направлении север—юг) землетрясения 1940 г. в Эль-Центро. Используя уравнение (3.19) для подсчета спектра ускорения при $\zeta=0,02$, получаем удовлетворительное совпадение с фактическим спектром для всего диапазона практически важных периодов собственных колебаний (рис. 3.10).

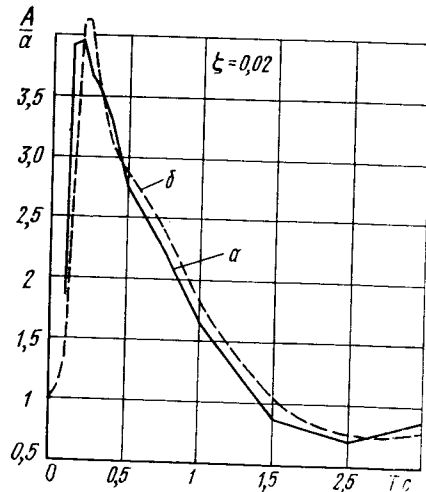


Рис. 3.10. Сглаженные спектры (а), полученные по записи землетрясения 1940 г. в Эль-Центро (составляющая «север—юг») и с помощью уравнения (3.19) (б)

с фиксированным числом ожидаемых превышений этих ординат в единицу времени. Эти реакции приближенно пропорциональны ожидаемым спектральным ординатам, если ожидаемое число пересечений по всей длине (продолжительности) процесса сравнительно невелико.

3.5. Моделирование землетрясений с помощью нестационарных гауссовских процессов

Шинозука (Shinozuka, 1964) определил верхнюю и нижнюю границы распределения вероятностей для реакций любой линейной системы при нестационарном стохастическом процессе весьма общего типа. Необходимо только, чтобы процесс был гауссовским с нулевыми и средними значениями, квадраты которых должны быть непрерывны. Гото и Камеда (Goto and Kameda,

Если мы хотим найти распределение для Q при ω_1 , стремящемся к бесконечности, то для любой группы землетрясений с заданными η и p можно с достаточным основанием принять в качестве приближения детерминистскую величину Q_1/a . Это устраняет препятствия, связанные с использованием излагаемых методов в области высоких собственных частот.

Гото и Токи (1969) на основе теории стационарных гауссовских процессов получили выражение для спектральных ординат, связанное

1969) на основе установленной Шинозука нижней границы нашли аппроксимацию распределения вероятностей для спектральных ординат и проверили ее с помощью моделирования землетрясений на вычислительных машинах.

Мы ограничимся распределениями вероятностей нормированных реакций, определяя их математические ожидания из условия, что воздействием является процесс в виде отрезка белого шума, поскольку, как мы видели, такой подход дает удовлетворительную аппроксимацию при землетрясениях второй группы. Соответственно нас будет интересовать подсчет математических ожиданий для спектральных ординат именно этого типа.

3.6. Ожидаемые значения ординат спектров при землетрясениях второй группы

Рассмотрим метод оценки ожидаемого спектра при заданных значениях a , v и d , причем в данном случае под этими величинами понимаются максимальное ускорение, скорость и перемещение грунта. При больших магнитудах (например, превышающих 6,5 или 7) и средних фокусных расстояниях (порядка 20—80 км) рекомендации, приведенные в гл. 1, в основном справедливы. Допущение, что линии, соответствующие на спектре псевдоскоростей значениям a , v и d , дают ожидаемые спектральные ординаты для $\zeta=0,25$, в значительной мере обусловлено простотой его практического использования.

При больших фокусных расстояниях эти простые критерии должны быть заменены другими. Один из них состоит в том, что ожидаемый спектр псевдоскоростей (без затухания) принимается пропорциональным величине $\omega F_y(\omega)$. Для этого имеются достаточные основания, поскольку, если принять в уравнении (3.16) $\zeta=0$, то ожидаемый спектр ускорения должен иметь такую же форму, как величина $\omega(G)\omega$, соответствующая уравнению (3.16), т. е. форму $\omega F_z(\omega)$, то форма ожидаемого спектра псевдоскоростей должна быть такой, как мы предположили.

Примем s вместо ω_1 и η вместо ζ , так как эти величины будут теперь относиться не к сооружению, а к движениям грунта. В соответствии с этим

$$E(V) = \frac{b\omega}{\sqrt{(1 - \omega^2/c^2)^2 + (2\eta\omega/c)^2}} \quad (3.20)$$

где b — константа.

Когда $\omega \rightarrow \infty$, $\omega E(V)$ должно приближаться к a . Следовательно, $bc^2 = a$. Когда $\omega \rightarrow 0$, $E(V)/\omega$ должно приближаться к d . Поэтому $b = d$ и $c^2 = a/d$. Остается выяснить аналогичные условия для η . При этом нет необходимости исходить непосредственно из эквивалентной длительности землетрясения, ибо она неявно

но содержится в отношении v^2/ad , поскольку обе эти величины связаны с магнитудой и фокусным расстоянием.

Заметим, что для отрезка белого шума $v^2/ad=0$, а значение $E(V)/v$ может быть принято 2,11. Когда $v^2/ad \rightarrow 1$ и процесс приближается к гармоническим колебаниям, η должно стремиться к нулю, так как уравнение (3.20) имеет такую же форму, как и реакция (скорость) для сооружения с одной степенью свободы и затуханием при воздействии на него гармонических возмущений. Для промежуточных значений v^2/ad была получена эмпирическая аппроксимация (см. рис. 3.11):

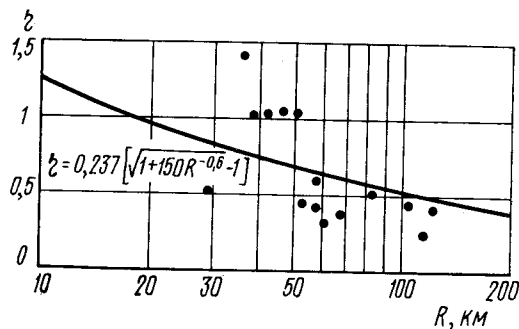


Рис. 3.11. Эмпирическая зависимость между η и фокусным расстоянием

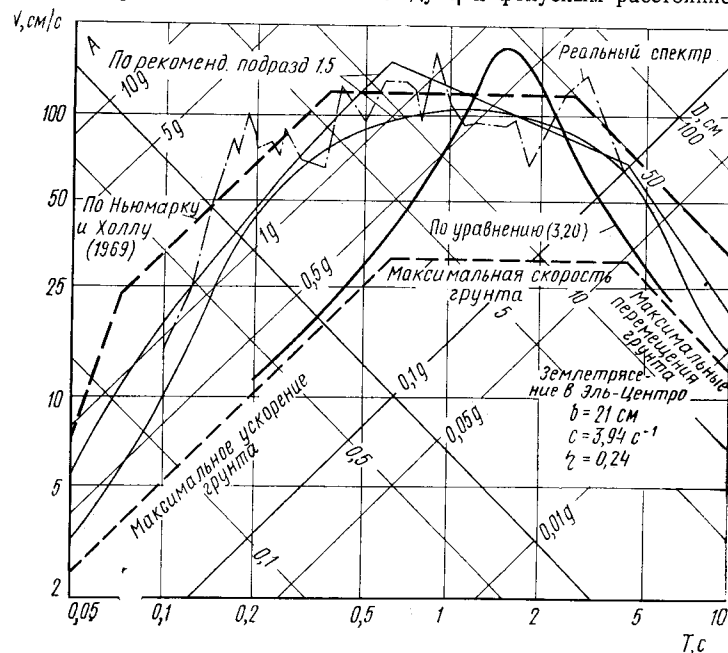


Рис. 3.12. Теоретические спектры (без затухания), полученные различными способами

$$\eta = 0,237 (\sqrt{1 + 150 R^{-0,6}} - 1). \quad (3.21)$$

Подставляя значения b , c и η в уравнение (3.20), можно получить математическое ожидание для спектра без затухания.

Спектры, полученные на основании уравнения (3.20), нельзя считать полностью удовлетворительными, так как в логарифмическом масштабе они симметричны, в то время как спектры без затухания для землетрясений второй группы имеют, как правило, большие ординаты вблизи пересечения линий a и v , чем вблизи пересечения v и d . С этой точки зрения для средних фокусных расстояний предпочтительнее рекомендации параграфа 1.5 (рис. 3.12).

На рис. 3.12 даны также ожидаемые ординаты спектров, найденные в соответствии с рекомендациями Ньюмарка и Холла (1969) и Ньюмарка (1969в), которые близки к результатам, полученным Блюмом, Ньюмарком и Корнингом (1961). Помимо этого, приводятся повышающие коэффициенты для учета затухания (табл. 3.1). Эти коэффициенты равны $E(A)/a$, $E(V)/v$ и $E(D)/d$. Они приблизительно совпадают с коэффициентами, которые мы получили бы, применяя рекомендации гл. 1 для условий, подобных условиям землетрясения 1940 года в Эль-Центро.

Таблица 3.1. Значения повышающих коэффициентов для спектра

Затухание, % от критического	Повышающий коэффициент		
	ускорение	скорость	перемещение
0	6,4	4	2,5
0,5	5,8	3,6	2,2
1	5,2	3,2	2
2	4,3	2,8	1,8
5	2,6	1,9	1,4
7	1,9	1,5	1,2
10	1,5	1,3	1,1
20	1,2	1,1	1

Заметим, что при больших фокусных расстояниях допущение, что $Q/E(Q)$ имеет такое же распределение, как и отрезок белого шума, неприменимо, так как в этих случаях движения грунта постепенно теряют нерегулярный характер. Однако это обстоятельство несущественно, поскольку реакция сооружений при таких движениях грунта редко представляет практический интерес¹, а дисперсия значений a , v и d так или иначе сгладит эту погрешность. Более серьезное возражение против излагаемого метода состоит в том, что при весьма больших фокусных расстояниях влияние затухания на ожидаемые значения реакции будет отличаться от того эффекта, который возникает при допу-

¹ По-видимому, авторы имеют в виду снижение амплитуд сейсмических движений при больших эпицентральных расстояниях. (Прим. науч. ред.).

щениях, связанных с применением гауссовского процесса или белого шума. Чтобы преодолеть это затухание, можно пропустить гауссовский процесс через фильтр в виде линейной системы с одной степенью свободы и затуханием, с тем чтобы спектры средних значений имели достаточно отчетливые максимумы, а затем прибегнуть либо к аналитическому методу (см. подразд. 3.7), либо к методу Монте-Карло (см. подразд. 3.9).

3.7. Фильтрация землетрясений через слои мягкого грунта с линейными характеристиками

Когда верхние слои представляют собой горизонтальные напластования мягкого грунта, мы рассматриваем землетрясения на поверхности как результат фильтрации горизонтальных поперечных волн, претерпевших ряд последовательных отражений и преломлений.

Существует два весьма эффективных способа исследования процесса фильтрации, которые могут применяться независимо от того, рассматриваем ли мы входную волну (входное движение) как детерминистское или как стохастическое, но только в пределах линейной работы грунта. Можно начать с допущения, что это движение представляет собой мгновенное единичное изменение скорости, и подсчитать перемещения или ускорения грунта как реакции от входящего импульса. Эти реакции будут представлять собой передаточные функции по отношению к поверхности земли. Применяя свертку к такой функции и акселерограмме входного движения грунта, мы получим реакции грунта от детерминистского входного возмущения. Используя теорию, изложенную в этой и последующих главах, можно аппроксимировать математические ожидания для реакции от прошедшего через фильтр движения, если оно, как входное возмущение, могло быть представлено в виде гауссовского процесса.

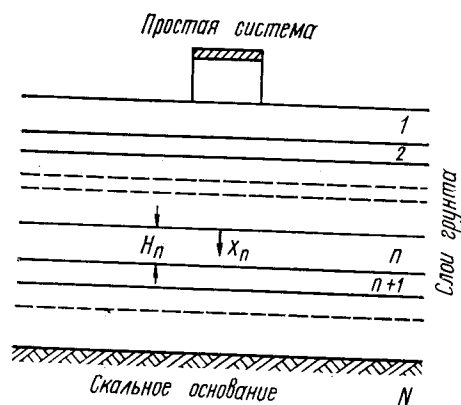


Рис. 3.13. Разрез по грунту

При втором способе вначале определяем преобразование Фурье для входного возмущения. Каждое из этих входных установившихся гармонических движений вызывает установившуюся гармоническую реакцию. Преобразование входного движения легко поддается анализу. Обратным преобразованием получаем искомую реакцию. Техника преобразования Фурье, изложенная в настоящей главе, дает возможность оценить

математические ожидания для реакций, если входящие возмущения представлены в виде гауссовского процесса.

С практической точки зрения второй метод отличается большей гибкостью. Его применение остается сравнительно простым при любом выборе зависимости между внутренним затуханием и частотой колебаний, а именно такого рода зависимости используются обычно для описания динамических свойств материала в пределах его линейной работы. Применение первого метода не вызывает затруднений, когда внутреннее затухание является простой функцией частоты. В дальнейшем изложении мы ограничимся только методом, основанным на преобразовании Фурье¹.

Рассмотрим N слоев грунта, покоящихся на полубесконечном скальном основании (рис. 3.13). Для основания примем индекс N , а для слоев индексы $1, 2, \dots, n, \dots, N-1$ (идя сверху вниз).

Условия равновесия приводят к дифференциальному уравнению

$$\frac{\partial s}{\partial X} = \rho \frac{\partial^2 x}{\partial t^2},$$

где s — касательное напряжение; X — вертикальная координата; ρ — масса на единицу объема; x — горизонтальное перемещение и t — время.

Для любого материала s является некоторым функционалом от деформации $\partial x / \partial X$. Если x имеет вид $x = \bar{x} \exp(i\omega t)$, где \bar{x} не зависит от t , а зависимость напряжения — деформация линейна, то $s = \bar{s} \exp(i\omega t)$, где

$$\bar{s} = (1 + i\alpha) \mu \frac{\partial \bar{x}}{\partial X}.$$

Здесь μ и α — действительные функции от ω , не зависящие от t .

При этих условиях уравнение (3.22) для установившегося гармонического возмущения в каждом однородном слое получит вид:

$$(1 + i\alpha) \frac{\partial^2 \bar{x}}{\partial X^2} + \frac{\omega^2}{v^2} \bar{x} = 0,$$

где $v^2 = \mu / \rho$ — по-прежнему действительная функция от ω .

С учетом обозначений на рис. 3.13 получим для движения в n -м слое следующее решение:

$$\bar{x}_n(X_n, t) = a_n \cos \eta_n + b_n \sin \eta_n,$$

в котором

$$\eta_n = v_n X_n; \quad v_n = \frac{\omega}{v_n \sqrt{1 + i\alpha_n}};$$

X_n измеряется вниз от верхней точки n -го слоя, а значение корня берется таким, чтобы действительная часть v_n была положитель-

¹ Это изложение основано на исследованиях Эрреры и Розенблюэта (Erreger and Rosenblueth, 1965).

ной. Функции v_n и α_n от ω характеризуют материал рассматриваемого однородного слоя.

Из условия неразрывности перемещений и напряжений на границах слоев находим:

$$\begin{aligned} a_{n+1} &= a_n \cos \lambda_n + b_n \sin \lambda_n, \\ b_{n+1} &= k_n (-a_n \sin \lambda_n + b_n \cos \lambda_n), \end{aligned}$$

где

$$\begin{aligned} \lambda_n &= v_n H_n; \\ k_n &= \frac{\rho_n v_n}{\rho_{n+1} v_{n+1}} \sqrt{\frac{1 + i\alpha_n}{1 + i\alpha_{n+1}}}; \end{aligned}$$

H_n — толщина n -го слоя.

Поверхность земли должна быть свободна от напряжений. Следовательно, $b_1 = 0$.

Полученное решение справедливо не только для x , но и для \ddot{x} . Поэтому для волн и для реакций мы будем рассматривать перемещения как ускорения. У верха основания входящая волна, являющаяся действительной частью от

$$\frac{a_N + b_N/i}{2} \exp(i\omega t),$$

представляет собой $\sin \omega t$, т. е. действительную часть от $-ie \exp(i\omega t)$. Поэтому

$$a_N - ib_N = -2i. \quad (3.23)$$

Теперь определим матрицу

$$T_n = \begin{vmatrix} \cos \lambda_n & \sin \lambda_n \\ -k_n \sin \lambda_n & k_n \cos \lambda_n \end{vmatrix}$$

так, чтобы

$$\begin{vmatrix} a_N \\ b_N \end{vmatrix} = T_{N-1} T_{N-2} \dots T_1 \begin{vmatrix} a_1 \\ b_1 \end{vmatrix}.$$

Приняв дополнительно

$$U = \begin{vmatrix} U_1 \\ U_2 \end{vmatrix} = T_{N-1} T_{N-2} \dots T_1 \begin{vmatrix} 1 \\ 0 \end{vmatrix},$$

получим:

$$\begin{vmatrix} a_N \\ b_N \end{vmatrix} = a_1 U,$$

так как $b_1 = 0$. Заметим, что T_n представляет собой передаточную матрицу. Поэтому уравнение (3.23) принимает вид:

$$a_1 (U_1 - iU_2) = -2i$$

или

$$a_1 = \frac{2}{U_2 + iU_1}.$$

Установившееся движение на поверхности выражается действительной частью величины $a_1 \exp(i\omega t)$, амплитуда которой представляет собой амплитудный спектр Фурье

$$\frac{1}{U_1 + iU_2}.$$

Следовательно, входящее гармоническое колебание с круговой частотой ω будет иметь коэффициент усиления

$$B(\omega) = \frac{1}{U_1 + iU_2}. \quad (3.24)$$

Если пренебречь затуханием в грунте, то λ_n и k_n становятся действительными и возможна следующая интерпретация уравнения (3.24). Для нахождения вектора U откладывается в произвольном направлении U_1 единичный вектор, который затем поворачивается на угол λ , увеличивается (или уменьшается) в направлении U_2 путем умножения на k_1 и т. д. $N-1$ раз (рис. 3.14). Коэффициент усиления B равен обратной величине амплитуды вектора в конце этого процесса. Эта интерпретация приводит к графическому решению Такахаши (Takahashi, 1955).

При одном однородном слое и без учета затухания уравнение (3.24) может быть записано в форме

$$B(\omega) = (k_1^2 \sin^2 \lambda_1 + \cos^2 \lambda_1)^{-1/2}, \quad (3.25)$$

где

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{\rho_1 v_1}{\rho_2 v_2}, \\ \lambda_1 &= \frac{\omega H_1}{v_1}. \end{aligned}$$

Определив $B(\omega)$, можно найти ожидаемые значения спектральных ординат для поверхности грунта либо с помощью уравнений (3.25) или (3.26), либо пользуясь усиленной спектральной плотностью $B^2(\omega)$ $G^2(\omega)$ вместо $G^2(\omega)$, где $G^2(\omega)$ — спектральная плотность для движения, которое возникло бы на поверхности скального основания без слоев мягкого грунта.

Коэффициенты усиления, найденные указанным выше способом, применимы, строго говоря, только к амплитудному спектру Фурье. Однако в соответствии с нашим приближенным подходом к определению реакций от землетрясений второй группы мы можем представить движение грунта как стационарный гауссовский процесс. Поэтому будет вполне оправданным и применение коэффициента усиления непосредственно к ожидаемым спектрам реакций, за исключением области очень коротких периодов колебаний.

На рис. 3.15 приведены (в функции периодов колебаний) результаты применения уравнения (3.24) для случая, когда мягкий грунт состоит из одного слоя, имеющего параметры $\alpha =$

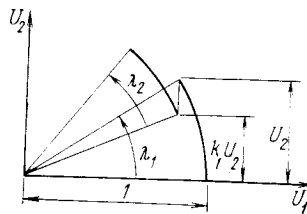


Рис. 3.14. Графическое решение (Herrera and Rosenblueth (1965) and Takahashi (1955))

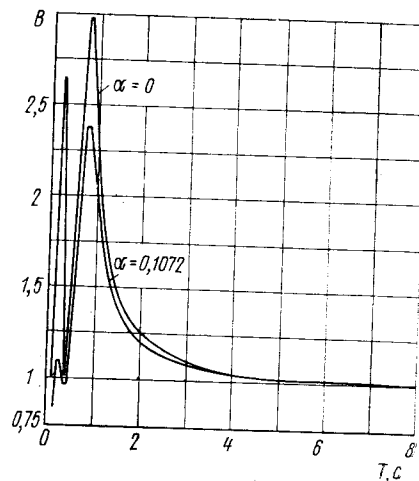


Рис. 3.15. Динамический коэффициент усиления в функции периода

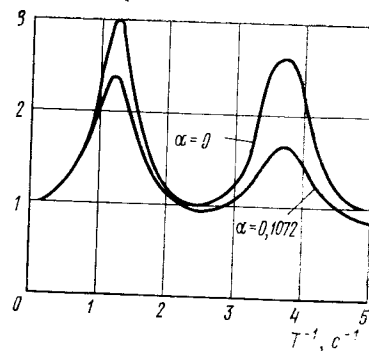


Рис. 3.16. Динамический коэффициент усиления в функции частоты

$\alpha=0,1072$, $\mu=3270 \text{ т/м}^2$, $v=152,4 \text{ м/с}$, $H=30,5 \text{ м}$, и опирается на скальное основание с параметрами $\alpha=0$, $\mu=29,300 \text{ т/м}^2$ и $v=400 \text{ м/с}$. Приведены также результаты для слоя, имеющего $\alpha=0$, что позволяет применить уравнение (3.25). Более удобный способ представления результатов показан на рис. 3.16, где абсциссами являются частоты.

Теперь мы проиллюстрируем применение предложенного метода совместно с уравнением (9.10) приняв, что спектральная плотность для движения на поверхности основания без мягкого грунта равна

$$G^2(\omega) = \frac{25\omega^2/289}{(1 - \omega^2/242)^2 + \omega^2/289} \quad (3.26)$$

где G — в $\text{см/с}^{3/2}$, ω — с^{-1} .

Это выражение имеет ту же форму, что и средняя спектральная плотность по уравнению (3.17), если не считать первого члена в скобках, который опущен. Причина замены уравнения (3.17) уравнением (3.26) состоит в том, что мы пользуемся урав-

нением (3.16), в соответствии с которым при отсутствии затухания ожидаемые ординаты спектра ускорения на поверхности основания пропорциональны $G(\omega)$. Такое изменение формулы для $G(\omega)$ дает возможность удовлетворить очевидному требованию, чтобы величина $G(\omega)$, умноженная на $1/\omega$, оставалась конечной при стремлении ω к нулю. Из этого отнюдь не следует, что уравнение (3.26) более точно соответствует спектральной плотности для реальных землетрясений на твердых грунтах, чем уравнение (3.17). Дело обстоит как раз наоборот. Но тот вид

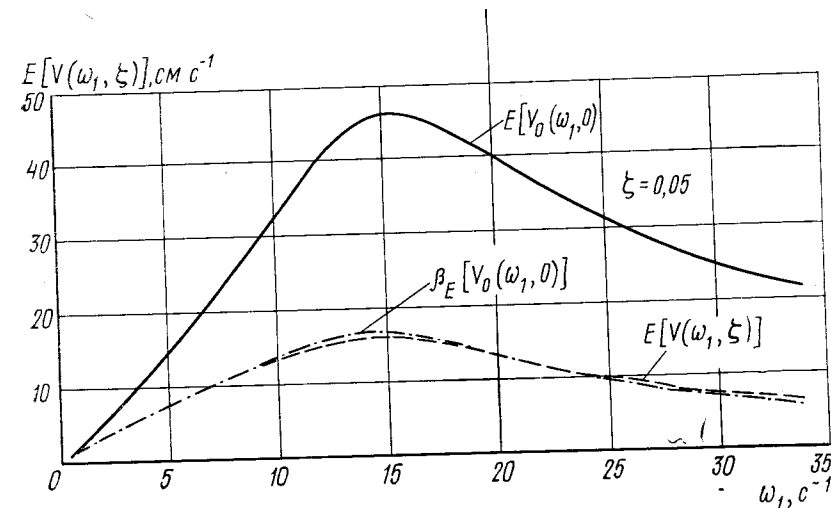


Рис. 3.17. Спектральная псевдоскорость на поверхности скального основания (Herrera and Rosenblueth, 1965)

аппроксимации, который использован в уравнении (3.16), требует применения фиктивной спектральной плотности, с тем чтобы получить корректные значения ожидаемого спектра ускорений при нулевом затухании.

С помощью уравнения (3.26) были подсчитаны для поверхности основания ожидаемые значения спектральной псевдоскорости при отсутствии затухания — обозначим их $E[V_0(\omega, 0)]$. Они приведены на рис. 3.17. Там же даны значения $\beta_E(0,05) \times E[V_0(\omega, 0)]$, где $\beta_E(\xi)$ — корректирующий множитель для учета коэффициента затухания ξ простой системы, соответствующий данным рис. 9.3, основанным на моделировании движения в виде отрезка белого шума. Полученная аппроксимация сравнивается на рис. 3.17 с более точными значениями $E[V(\omega, 0,05)]$ — спектра ожидаемых псевдоскоростей на поверхности основания при коэффициенте затухания 0,05. Эти значения подсчитаны с использованием уравнения (3.16) с помощью численного интегрирования, причем в качестве F_q использовалось умноженное на

$1/\omega$ преобразование Фурье для передаточной функции ускорения. Как видим, оба приближенных метода подсчета спектра ожидаемых псевдоскоростей с затуханием для поверхности основания дают достаточно близкие результаты всюду, за исключением области с очень короткими периодами собственных колебаний.

Спектр ожидаемых псевдоскоростей может быть найден также с помощью умноженного на ω_1 преобразования Фурье для передаточной функции деформации. Результаты показаны на рис. 3.18. Полученные значения по-прежнему практически совпадают, если не считать области очень коротких периодов собственных колебаний.

Далее, уравнение (3.16) было использовано совместно с уравнением (3.26) для получения спектра ожидаемых скоростей на поверхности слоя мягкого грунта, причем $G(\omega)$ заменялось на $B(\omega) G(\omega)$, а $B(\omega)$ было получено из уравнения (3.24). Результаты приведены на рис. 3.19, где они сравниваются с менее точными значениями

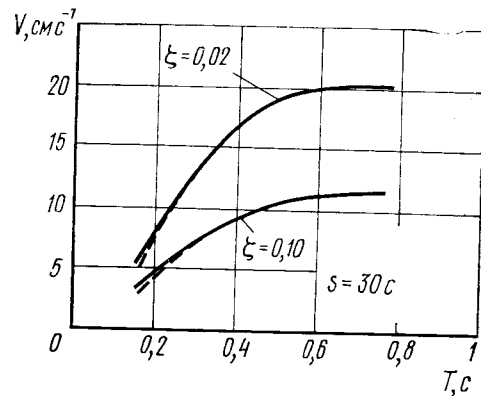


Рис. 3.18. Спектральные псевдоскорости, найденные на основе спектров ускорений и перемещений

--- с помощью передаточной функции для ускорений; — то же, для перемещений

$B(\omega) E[V(\omega, \xi)]$ и $\beta_E E[V(\omega_1, 0)]$, как аппроксимациями для $E[V(\omega_1, \xi)]$ (V означает спектральную псевдоскорость на поверхности грунта). Такой метод приводит к некоторой погрешности вблизи тех периодов собственных колебаний, которым соответствует значительная кривизна спектральной кривой ожидаемых псевдоскоростей.

Все эти сравнения позволяют сделать вывод, что корректирующий множитель, учитывающий затухание в сооружениях, и коэффициент усиления, учитывающий фильтрацию через мягкий грунт, могут быть подсчитаны как величины, не зависящие от спектральной плотности входных возмущений и использованы для спектров без затухания на свободной поверхности скального основания. Существенные ошибки при этом возникают только вблизи тех периодов собственных колебаний, которым соответствует значительная кривизна спектральных кривых.

Эррера, Розенблюэт и Рэскон (1965) применили наиболее точный из методов, основанных на уравнении (3.16), для установления ожидаемых спектров на поверхности земли в долине Мехико (Valley of Mexico), используя при этом динамические характеристики грунта, полученные с помощью полевых и лабо-

раторных измерений. При определении спектральной плотности входных возмущений были использованы эмпирические зависимости (Esteve and Rosenblueth, 1964) для корреляции известных магнитуд и фокусных расстояний реальных землетрясений с ординатами спектров на поверхности твердого грунта. Предсказанные спектры средних значений и эти же спектры, полученные по записям упомянутых землетрясений на мягкой глине, дают удовлетворительное совпадение (рис. 3.20) при условии, что все подсчитанные значения a , v и d увеличены вдвое. Такое 100%-ное

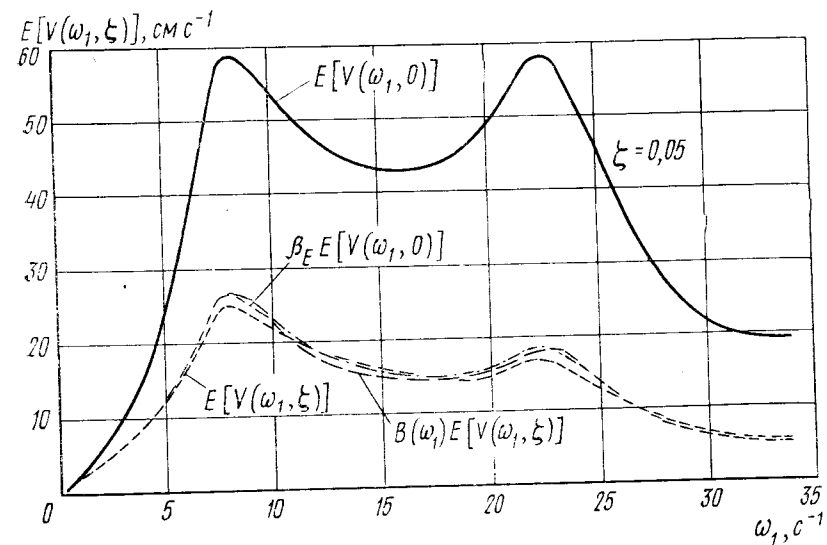


Рис. 3.19. Спектральная псевдоскорость на поверхности мягкого грунта

возрастание не вызывает удивления, если учесть весьма значительную существующую дисперсию корреляционных зависимостей.

Ввиду специфических условий, характерных для долины Мехико, увеличение спектральных ординат в мягком грунте чрезвычайно велико вблизи некоторых периодов собственных колебаний. Оно превышает 50 и 10 соответственно, если отсутствует или имеется затухание (рис. 3.21). Как видно из рисунка, при этих периодах ожидаемые спектры (для нулевого затухания) имеют группы резких максимумов. Следовательно, простое умножение спектров без затухания на корректирующие множители β_E , которые справедливы при реакциях от белого шума, приводит для спектров с затуханием к занижению спектральных ординат в пределах и вблизи преобладающих периодов колебаний грунта и к их завышению вдали от этих областей. Мы знаем, что для белого шума или движения, близкого к нему, ожидаемые спектры реакций при коэффициентах затухания, превышающих 0,02,

меняются как $\xi^{-0,4}$ для не очень больших значений ξ и как $\xi^{-0,5}$ при очень сильном затухании. Для землетрясений с резко выраженными преобладающими периодами колебаний картина оказывается иной. Вблизи этих периодов спектры реакций для значений ξ , больших чем 0,02, меняются в основном как ξ^{-1} , т. е. так же, как при установившемся гармоническом движении грун-

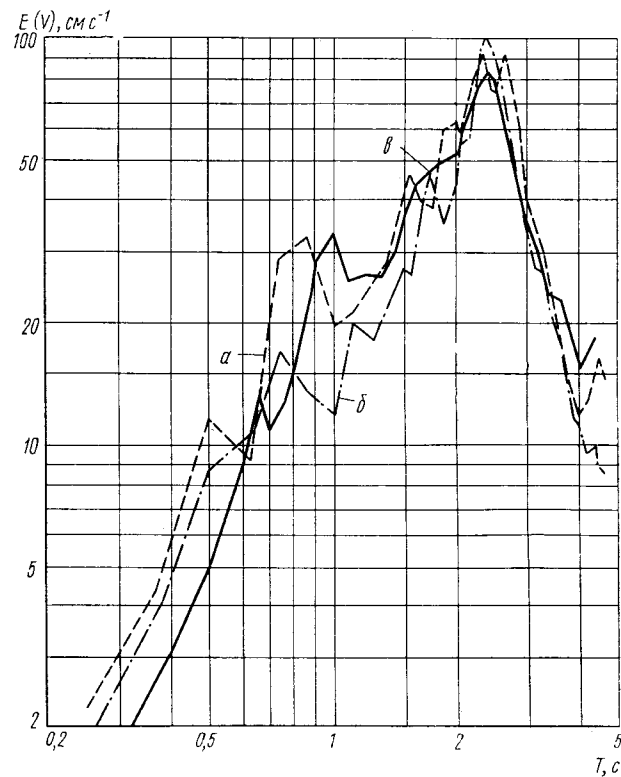


Рис. 3.20. Теоретические и действительные спектры (землетрясение 11 мая 1962 г. $\eta=0,02$) (Herrera, Rosenblueth and Rascón, 1965)

а — по инструментальным записям ($N 10^{\circ}46'$, запад); б — то же, ($N 79^{\circ}14'$, восток); в — найденные теоретически

та, а вдали от этих точек, близких к резонансу, влияние затухания относительно невелико.

Решение рассматриваемой одномерной задачи, весьма близкое к изложенному здесь, было получено также в работе Рое-сета и Уитмана (1969). Они показали, что деформативность скального полупространства можно учесть, вводя дополнительное «эквивалентное» вязкое затухание в мягком грунте и полагая при этом, что он покоится на жестком основании. Это дополнительное затухание рассматривается как функция от частоты.

В пределах линейной работы грунта фильтрация через него различных составляющих движения может рассматриваться независимо друг от друга. Вертикальная составляющая поступательного движения обычно уменьшается при прохождении через горизонтальные слои мягкого грунта вследствие явления реф-

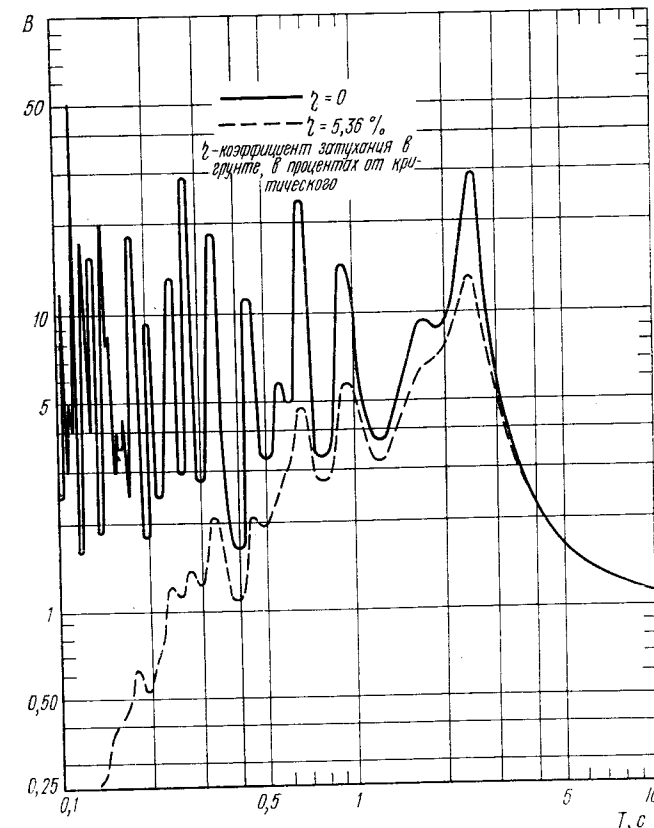


Рис. 3.21. Динамические коэффициенты усиления для Долины Мехико (Herrera, Rosenblueth and Rascón)

ракции, которое рассматривалось выше. Преломления волн стремятся превратить сейсмические возмущения в волны, движущиеся вертикально, и поэтому на вертикальные колебания поверхности грунта оказывают существенное влияние только прошедшие через фильтр волны P . Относительная роль вертикальных колебаний по сравнению с горизонтальными на поверхности грунта еще меньше, чем роль волн P по сравнению с волнами S на поверхности основания, поскольку волны P имеют более высокую частоту и вследствие этого затухают обычно быстрее.

Фильтрация вращательных составляющих землетрясения не может рассматриваться как распространение плоских горизонтальных волн. Наличие этих составляющих на поверхности мягкого грунта указывает на разницу между реальными свойствами грунтовых напластований и принятой нами одномерной моделью.

До сих пор мы исходили из предположения, что сейсмические возмущения, проходя через фильтр, претерпевают целый ряд отражений и преломлений как плоские волны. Мы принимали также, что волны, возвратившиеся в подстилающие скальные породы, полностью исключаются из дальнейшего рассмотрения. Ни одно из этих допущений не соответствует действительности. Однако мы пока не располагаем аналитическими исследованиями, необходимыми для того, чтобы либо отказаться от этих допущений либо оценить величину связанной с ними погрешности. Работы в области преломления и отражения волн на неровных границах (Asano, 1960 и 1961; Herrera, 1964), анализ методом конечного элемента наклонных границ по двум направлениям (Idriss and Seed, 1967; Idriss, 1968), исследование влияния неоднородности грунта (Knopoff and Hudson, 1964; Karal and Keller, 1964; Herrera, 1965) требуют завершения, прежде чем их результаты смогут быть использованы для совершенствования ожидаемых спектров землетрясений. Поэтому в настоящее время единственным мерилем обоснованности принятых упрощений являются опытные данные.

Приближенная одномерная теория, представляющая собой основу излагаемого здесь метода, позволила успешно воспроизвести акселерограммы реальных землетрясений на мягком аллювии с помощью записей, относящихся к поверхности расположенных поблизости открытых скальных пород. Канаи (1959) установил очень хорошее совпадение спектров, подсчитанных по записям небольших и средних землетрясений, с результатами теории для спектров без затухания, которая практически (при условиях проведенного им эксперимента) совпадает с теорией, изложенной в настоящем подразделе.

Важным доводом в пользу этой теории является сравнение спектров, представленное на рис. 3.20 и 3.21. Здесь наибольшее увеличение спектральных ординат соответствует периоду собственных колебаний около 2,5 с. В нескольких километрах к северо-западу от участка, где были сделаны записи землетрясений и установлены динамические характеристики грунта, послужившие основой для спектра на рис. 3.20, преобладающий период колебаний грунта составляет 2 с. (Bustamante, 1965; Esteva, Rascón and Gutiérrez, 1969). Менее чем в полукilометре от этого участка глина сильно уплотнена, в то время как на самом участке она практически представляет собой целину (Zuvaert, 1964). Следовательно, допущение о горизонтальном напластовании грунтов на значительной площади в данном случае весьма

далеко от действительности. Таким образом, небольшая разница между вычисленным и фактическим спектром землетрясений (см. рис. 3.20) вполне обоснована.

Дополнительное подтверждение изложенной здесь одномерной теории дают полумпирические формулы Канаи (Kanai, 1957 и 1961) для спектров на поверхности мягкого грунта. Эти формулы основаны на упрощенном анализе, при котором фильтрующие слои рассматриваются как линейная система с одной степенью свободы. После корректировки и использования эмпирической зависимости между преобладающими периодами колебаний грунта и его внутренним затуханием наиболее точная из формул для ожидаемого спектра псевдоскорости получает следующий вид:

$$E(V) = 10^{0,61M-1,73 \lg R-0,67} \times \left(1 + \frac{1}{\sqrt{[(1+\alpha)/(1-\alpha)]^2 [1 - (T/T_g)^2]^2 + [0,3/\sqrt{T_g}]^2 (T/T_g)^2}} \right), \quad (3.27)$$

где M — магнитуда; R — эпицентральное расстояние; $\alpha = \rho_1 v_1 / \rho_2 v_2$; ρ_1, ρ_2 — соответственно, плотность материала слоя грунта и основания; v_1, v_2 — соответственно, скорость распространения волн в слое грунта и основании; T — период собственных колебаний; T_g — преобладающий период колебаний волн.

При надлежащем выборе параметров уравнение (3.27) дает хорошее совпадение с фактическими спектрами ряда землетрясений в Японии и на западе США (рис. 3.22). Мы полагаем, что это также подтверждает изложенную здесь теорию, так как уравнение (3.27) дает результаты, близкие к результатам применения уравнения (3.24) для одного слоя с сильным затуханием. При этих условиях более высокие преобладающие частоты теряют свое значение, особенно когда основная частота не слишком низка. Нельзя, конечно, ожидать, что формула Канаи даст удовлетворительные результаты также и в особых условиях, например таких, как условия в долине Мехико, где длина основного преобладающего периода велика и важную роль играют несколько первых гармоник.

Необходима известная осторожность при использовании детерминистской одномерной теории отражения волн для землетрясений с резко различными характеристиками горизонтальных составляющих. Как подчеркивалось выше, ряд данных указывает на то, что однонаправленное движение в скальном грунте может после фильтрации приобрести значительную горизонтальную составляющую в перпендикулярном направлении. Эта вторая составляющая должна учитываться при проектировании, даже если она не обнаруживается расчетом. При сильных землетрясениях с достаточно нерегулярными первоначальными возмущениями этот вопрос, конечно, не столь важен, поскольку в этих случаях всегда есть основания учитывать обе горизонтальные составляющие.

Было бы рискованно применять результаты, основанные на допущении о линейной работе фильтрующей среды, к условиям, когда работа грунта отличается хотя бы незначительной нелинейностью. Например, коэффициенты усиления для учета многократных отражений волн, найденные путем измерения незначи-

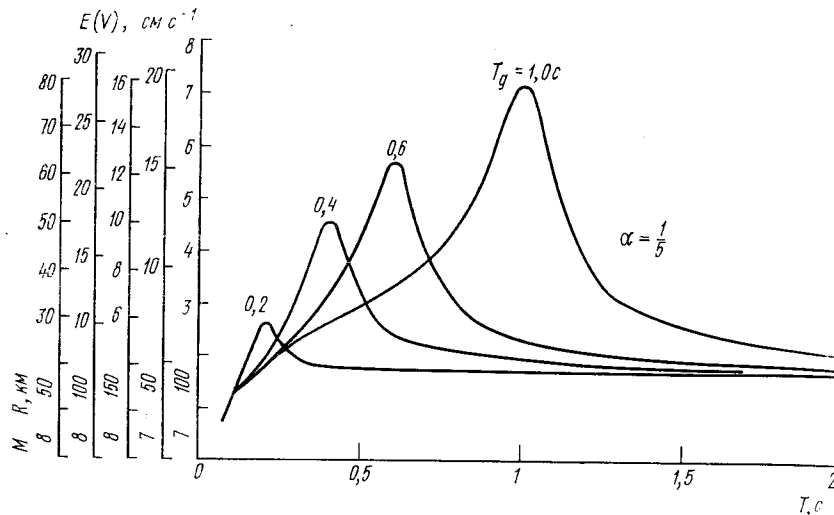


Рис. 3.22. Спектры скоростей, полученные с помощью уравнения (3.27) (Kapai et al., 1966)

тельных вибраций грунта, дают резко завышенную оценку силы крупных землетрясений при многих весьма распространенных типах грунтовых условий (Wiggins, 1961).

3.8. Фильтрация землетрясений через нелинейные среды

Практические методы расчета передачи волн через среды, работа которых выходит за пределы линейной, не достигли пока такого уровня, который позволил бы аналитически исследовать это явление как стохастический процесс. Использование этих методов сводится к индивидуальному исследованию отдельных землетрясений и, следовательно, к их моделированию.

В первой части книги¹ был изложен графический метод анализа передачи волн, при котором мы удовлетворяем условиям непрерывности среды, но пренебрегаем затуханием. Метод пригоден при исследовании передачи сейсмических движений через среды с сильной нелинейностью, для которых зависимость соотношений «напряжение — деформация» от времени не существенна. Как и прочие методы, он применим только для индивидуального

¹ В настоящее издание первая часть не включена. (Прим. перев.).

анализа землетрясений. Помимо этого, он чрезвычайно трудоемок и неточен при исследовании продолжительных землетрясений сложного характера. При моделировании следует использовать вычислительные машины, позволяющие применять модели грунтовых напластований, основанные на методе конечного элемента, или другие модели с сосредоточенными параметрами.

Замечания о трехмерном характере фильтрации в линейной среде в равной мере относятся и к нелинейной. Более того, воздействия на грунт, возникающие при этом, нельзя при строгом рассмотрении считать независимыми друг от друга, а вертикальные перемещения поверхности грунта, связанные с уплотнением гранулярных материалов при вибрации, заслуживают особого внимания.

3.9. Моделирование землетрясений на вычислительных машинах

Многие задачи, связанные с реакцией сооружений при землетрясениях второй и третьей групп, слишком сложны для аналитического исследования. Даже исследование распределения для максимальных реакций линейных систем с одной степенью свободы требует очень значительных упрощений. Для оценки точности этих приближенных решений, а также для изучения воздействия землетрясений на более сложные системы было бы желательно вычислить реакцию сооружений при действии большого числа различных движений грунта, записи которых можно было бы считать вполне достоверными. Однако для этого необходимо располагать значительным количеством таких записей для каждого комплекса условий, представляющего практический интерес. Эти комплексы условий определяются многими переменными: магнитудой, фокусным расстоянием, геологией и т. д. Вычисленную реакцию можно было бы затем подвергнуть статистической обработке. Но мы не располагаем и в течение долгого времени не будем располагать достаточным количеством подобных записей. Поэтому необходимо моделировать их с помощью вычислительных машин и проверять характерны ли записи, полученные таким способом, для реальных землетрясений.

При моделировании необходимо прежде всего ввести характеристику, отражающую случайный характер сейсмических движений. Проще и удобнее всего сделать это с помощью воспроизведения белого шума. Реальный процесс, даже воспроизведенный на вычислительной машине, не может быть белым шумом во всем диапазоне частот от нуля до бесконечности. То, что можно получить в действительности, — это шум, обладающий положим спектром Фурье в широкой полосе частот от нуля до частоты, во много или в тысячи раз превышающей самую высокую из практически важных собственных частот. Такой процесс может

быть получен на аналоговых вычислительных машинах, оборудованных необходимыми дополнительными устройствами.

На цифровых вычислительных машинах белый шум может быть воспроизведен с помощью алгоритмов, дающих последовательность случайных чисел с гауссовским распределением и нулевым средним значением. Затем мы принимаем, что этими числами определяются ускорения грунта, соответствующие достаточно близким друг к другу моментам времени. Для упрощения последующих подсчетов интерполяция ускорения грунта между этими моментами может быть принята линейной (Franklin, 1963).

Белый шум хорошо моделирует семейства движений грунта при исследовании таких сооружений, для которых период собственных колебаний лежит в пределах почти ровного участка ожидаемого спектра скоростей землетрясения, а периоды колебаний незначительно меняются во времени и мало зависят от изменений амплитуды. Следовательно, такой процесс можно использовать для анализа линейных или слабо нелинейных систем, если их практически важные периоды собственных колебаний лежат между теми периодами, которые соответствуют пересечению кривых a , v и d на логарифмических спектрах.

Белый шум был применен для моделирования землетрясений при исследовании реакций упругих и упругопластических простых систем, а также реакций многоэтажных зданий, моделированных в виде бруса, работающего на сдвиг (Bucroft, Murgu, and Brown, 1959; Bucroft, 1960). При высоких коэффициентах пластичности исследуемых сооружений результаты, полученные этим способом, вызывают сомнения. Даже в упругой стадии работы зданий эти результаты сомнительны для верхних этажей, где существенную роль играют высшие формы колебаний, поскольку соответствующие им собственные частоты связаны с той частью спектра скоростей ожидаемых землетрясений, которую нельзя рассматривать как пологую.

Чтобы получить более совершенное моделирование и расширить область его применения, белый шум был пропущен через линейный фильтр с одной степенью свободы (Housner and Jennings, 1964; Penzic and Liu, 1969). Этот фильтр ведет себя как простая система, основание которой воспринимает входное возмущение, причем прошедшее через фильтр движение соответствует движению массы системы. В соответствии с этим спектральная плотность процесса, пропущенного через фильтр, может быть выражена уравнением типа (3.17) с коэффициентами, зависящими от параметров фильтра.

Конечная скорость такого движения может быть сведена к нулю либо путем его завершения при нулевой скорости, либо путем соответствующего изменения нулевой линии. Однако при этом остаются чрезмерно большие скорости на промежуточных стадиях процесса, перемещения грунта оказываются значитель-

но преувеличенными и в то же время не удается моделировать затухание реальных движений грунта.

Первые два недостатка были устранены путем корректировки нулевой линии так, чтобы минимизировать среднеквадратичные значения скорости грунта. Для устранения третьего недостатка интенсивность движения в единицу времени была сделана функцией времени. Чтобы осуществить последнее, в одних случаях отрезок стационарного гауссовского процесса умножался на некоторую функцию времени (умножение может быть произведено на стадии белого шума или после его фильтрации), в других случаях принималось, что колебания фильтра нарастают, остаются почти стационарными и затем затухают сами по себе. Этим методом было получено моделирование землетрясений, достаточно близкое к действительности (Amin, Ts'ao, and Ang, 1969). В некоторых случаях оно хорошо соответствовало конкретным соотношениям магнитуды и фокусного расстояния (Jennings, Housner, and Tsai, 1969).

Для учета магнитуды и фокусного расстояния при моделировании землетрясений могут быть использованы приведенные в гл. 1 корреляции между этими величинами и максимальными значениями ускорения, скорости и перемещений, а также продолжительностью движения. Параметры фильтра и продолжительность, скорость затухания и интенсивность отрезка белого шума, который должен быть пропущен через фильтр, могут поочередно использоваться с тем, чтобы получить желаемые характеристики моделируемого процесса. Бустаманте и Гонзалес дали способ их получения, основанный частично на методе, разработанном Хаузнером и Дженнингсом (1964).

Для моделирования землетрясений на вычислительных машинах применяются и другие методы. Например, акселерограмма

$$\ddot{x}_0(t) = \sum_i (t - t_i) a_i H(t - t_i) \exp[\alpha(t - t_i)] \sin \omega(t - t_i) \quad (3.28)$$

привлекла внимание очень многих исследователей (Bogdanoff, Goldberg, and Bernard, 1961; Goldberg, Bogdanoff, and Sharpe, 1964). Здесь t_i соответствует началу возмущения, выражаемого i -той функцией типа $t \exp(-\alpha t) \sin \omega t$; a_i — случайное число; H — ступенчатая функция Хевисайда; ω и α — константы. Как показывают исследования, такие акселерограммы близко соответствуют белому шуму с затуханием, пропущенному через фильтр. Множитель $t - t_i$ отражает увеличение амплитуд, аналогичное возрастанию реакции фильтра, а экспоненциальный множитель отражает их уменьшение, аналогичное затуханию колебаний фильтра.

Точность критерия при моделировании зависит от того, для какой цели должны использоваться результирующие движения. Так, Амин, Тсао и Анг (1969) показали, что при переходном га-

уссовском процессе зависимость интенсивности в единицу времени от времени практически не влияет на значения ординат ожидаемого спектра реакций. Однако они также установили, что это не относится к реакциям нелинейных систем при таком же характере движения. Соответственно с точки зрения воздействий на некоторые системы отрезок стационарного гауссовского процесса является удовлетворительной идеализацией землетрясений (как мы видели, для определенных целей достаточно даже отрезка белого шума), в то время как при исследовании других систем следует учитывать изменения интенсивности в единицу времени. В гл. 5 будет показано, что некоторые нелинейные системы чувствительны также к зависимости энергии движения от времени. Так, ожидаемые значения реакций для систем с разупрочнением и незначительным общим (от времени и гистерезиса) затуханием при движениях, для которых преобладающие периоды колебаний увеличиваются со временем, могут оказаться намного большими, чем при движениях с не зависящим от времени распределением частот.

С точки зрения общности наиболее удовлетворителен процесс моделирования землетрясений, предложенный Рэсконом и Корнеллом (1969) и описанный в подразд. 1.5.

Выбор того или иного процесса при моделировании зависит от характеристик исследуемых сооружений, времени, которым мы располагаем, возможностей и математического обеспечения вычислительной машины и объема вычислительной работы.

Все изложенное относилось к моделированию второй группы землетрясений. Если моделирующий их процесс получен, можно перейти к моделированию землетрясений третьей группы, пропуская этот процесс через фильтр. Это можно сделать, либо представляя грунт как дискретную систему с параллельным расположением упругих элементов и демпферов, либо используя метод конечного элемента.

Чтобы получить при моделировании землетрясений на вычислительных машинах максимальный объем информации и в то же время повысить надежность результатов, целесообразно дополнить моделирование приближенным аналитическим исследованием рассматриваемых задач. При аналитическом исследовании, результаты которого могут быть обработаны методом Монте-Карло, возможна также экстраполяция этих результатов. Это существенно в тех случаях, когда число переменных в рассматриваемой задаче столь велико, что применение одного только метода Монте-Карло становится практически нецелесообразным. Для дополнительной оценки порядка точности результатов применения метода Монте-Карло необходима, вообще говоря, их выборочная проверка по записям реальных землетрясений.

Замечания по поводу моделирования землетрясений на вычислительных машинах применимы с соответствующими оговорками и к испытанию моделей на случайные нагрузки.

3.10. Распределение вероятностей для сейсмической реакции

Рассмотрим группу землетрясений второго типа, которая охарактеризована с помощью математических ожиданий соответствующих спектральных реакций, и примем, что интенсивность всех этих землетрясений одинакова. Можно предположить, что распределение для больших значений реакций в заданной простой системе будет при этих землетрясениях приближаться к экстремальному распределению типа 2, поскольку мы будем выбирать максимальное значение реакции для каждого землетрясения из ряда максимумов, в основном независимых друг от друга.

Нетрудно показать (Rosenblueth, 1952a), что если в простой системе без затухания расчетное значение реакции стремится к бесконечности, то вероятность того, что оно будет превышено, асимптотически стремится к $\exp(-\alpha^2)$, где $\alpha = Q/E(Q)$. Это в точности совпадает с экспоненциальным распределением типа 2

$$P \left[\frac{Q}{E(Q)} \leq \alpha \right] = 1 - \exp(-\alpha^2) \quad (3.29)$$

при $k=2$.

Если какая-либо реакция в простой системе с затуханием и та же реакция в аналогичной системе без затухания имеют одинаковую вероятность их превышения, то при стремлении этой вероятности к нулю отношение реакций будет стремиться к конечному значению, соответствующему кривой $P=0$ на рис. 3.3. Следовательно, в системах с затуханием распределение для больших значений реакций также асимптотически стремится к экстремальному распределению типа 2 [уравнение (3.29)] со значением $k=0$, хотя для систем с весьма сильным затуханием сходимость может быть очень медленной.

Возможность использования экстремального распределения подтверждается исследованием Богданова, Гольдберга и Бернара (1961), применявшими метод Монте-Карло, которые получили, однако, несколько иные значения для k . Эта разница, по-видимому, связана с теми критериями, которые применялись в этом исследовании для моделирования землетрясений.

Пенциен и Лиу (1969), пользуясь иным методом моделирования, пришли к выводу, что для многих типов нормированных реакций распределения спектральных ординат могут быть аппроксимированы экстремальным распределением типа 1, причем для таких реакций разница между экстремальными распределениями типа 1 и типа 2 не слишком велика.

При исследовании распределения для реакций нас в действительности интересует распределение не для реакции, связанной с каким-то конкретным движением грунта, а для макси-

мального значения реакции за длительный период времени. В гл. 2 мы видели, что распределение для интенсивности в заданном районе в течение заданного интервала времени быстро приближается к экстремальному распределению типа 2 при возрастании этого интервала. Следовательно, если мы рассматриваем ожидаемые значения реакций в любой простой системе от каждого из землетрясений за этот интервал времени и выбираем максимальное математическое ожидание, то распределение для него будет также приближаться к экстремальному распределению типа 2. Однако значение k при этом будет отличаться от его значения для максимальной интенсивности. Сходимость будет относительно быстрой, поскольку уже исходная функция является приближением к этому распределению.

ГЛАВА 4. РЕАКЦИЯ ЛИНЕЙНЫХ СИСТЕМ СО МНОГИМИ СТЕПЕНЯМИ СВОБОДЫ

4.1. Введение

Используя материал предыдущей главы, последовательно рассмотрим реакции сооружений при землетрясениях типа 2 (приблизенно белый шум) и типа 3 (с преобладающими периодами колебаний). Затем применим полученные результаты к различным видам сооружений.

В основном будем пользоваться импульсными переходными функциями $\psi_q(t)$, которые определили в предыдущей главе как реакции $q(t)$ от возмущения $x_0(t) = \delta(t)$. Ограничимся изложением теории для тех случаев, когда основание системы имеет только одну степень свободы, однако полученные результаты можно будет распространить и на сооружения, основание которых имеет любое число таких степеней. В последнем случае функция ψ_q превращается в вектор, а каждая из составляющих этого вектора представляет собой реакцию при возмущении в виде дельта-функции Дирака, приложенном к какой-либо степени свободы основания. Используя более общее определение, можно сказать, что функция $\psi(t)$ будет в этом случае матрицей, любой член которой является i -той реакцией при возмущении в виде дельта-функции Дирака, приложенном к k -й степени свободы основания.

Во всех случаях, когда это удобно, будем заменять выражения, содержащие функцию ψ , выражениями, содержащими формы собственных колебаний. Однако такая замена возможна только для сооружений, перемещения которых можно предста-

вить с помощью классических форм колебаний. При иных системах функция ψ должна быть сохранена.

Имея базисное решение для реакции q и выражение для движения грунта, можно получить из уравнения (3-13) значение реакции при этом движении:

$$q(t) = \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) \psi(t-\tau) d\tau. \quad (4.1)$$

Поскольку мы будем широко использовать импульсные переходные функции, целесообразно привести несколько простых примеров. Для сооружений, имеющих классические формы собственных колебаний, можно написать:

$$\psi(t) = \sum_i \psi_i(t), \quad (4.2)$$

где каждое ψ_i соответствует одной из форм собственных колебаний.

Для таких систем каждая ψ_i может быть представлена синусоидой с соответствующим сдвигом фазы, так как каждая форма собственных колебаний представляет собой колебания простой системы. Если в системе без затухания все собственные частоты кратны основной частоте, то результирующая функция ψ для комбинации форм собственных колебаний будет периодической функцией с частотой, равной основной частоте системы. Это относится, например, к консольной балке, работающей на сдвиг, для которой отношение собственных частот составляет 1:3:5... Если все собственные частоты кратны не основной частоте, а какой-либо другой конечной величине, то импульсная переходная функция будет по-прежнему периодической, но ее период окажется больше основного периода колебаний сооружения. Во всех остальных случаях ψ будет аperiodической функцией. Примеры приведены на рис. 4.1, а.

Чтобы функции ψ были периодическими в системе с затуханием, необходимы те же условия, что и для аналогичной консервативной системы, и, кроме того, для каждой формы затухающих колебаний коэффициент затухания ζ_i должен быть обратно пропорционален собственной круговой частоте ω_i .

Если функции ψ в системе без затухания имеют очень длинные периоды, то даже незначительное затухание резко меняет форму последовательных волн в передаточных функциях.

Если в системе с двумя степенями свободы и классическими формами колебаний две собственные частоты близки друг к другу, т. е. $(\omega_2 - \omega_1)/(\omega_2 + \omega_1) \ll 1$, то в переходных функциях возникают биения, и эти функции представляют собой синусоидальную или косинусоидальную волну с частотой $\omega_2 - \omega_1$, модулированную тригонометрической функцией с частотой $\omega_2 + \omega_1$. Это явление показано на рис. 4.1, б для $\psi = a(\sin \omega_1 t + \sin \omega_2 t)$ и на рис. 4.1, в для $\psi = a(\sin \omega_1 t - \sin \omega_2 t)$. Если для обеих соб-

ственных форм коэффициенты затухания одинаковы, то масштабирующая функция ξ будет также представлять собой затухающую синусоидальную или косинусоидальную волну, а ее коэффициент затухания будет равен величине $(\omega_2 + \omega_1) \xi / 2$ ($\omega_2 - \omega_1$), которая может оказаться во много раз больше, чем ξ . Если искомые реакции представляют собой деформацию, скорость деформации или абсолютное ускорение, то соответст-

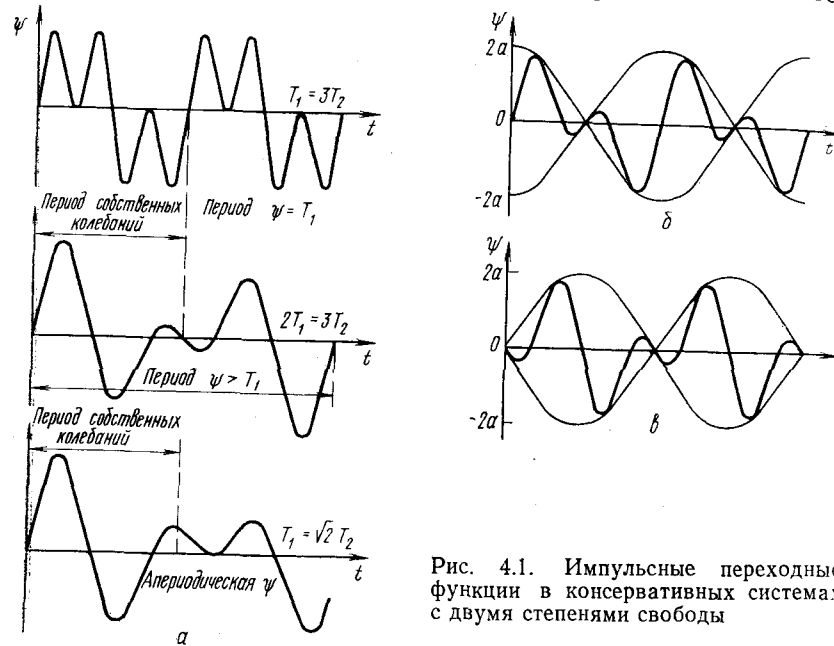


Рис. 4.1. Импульсные переходные функции в консервативных системах с двумя степенями свободы

вующие импульсные переходные функции могут быть записаны в следующем виде:

$$\left. \begin{aligned} \psi_y(t) &= - \sum_i \frac{a_i}{\omega_i} \exp(-\xi_i \omega_i t) \sin \omega_i' t \\ \psi_y'(t) &= - \sum_i \frac{a_i}{\omega_i'} \exp(-\xi_i \omega_i t) \times \\ &\times \left(\cos \omega_i' t - \frac{\xi_i}{\sqrt{1-\xi_i^2}} \sin \omega_i' t \right) \\ \psi_x''(t) &= \sum_i a_i \omega_i \exp(-\xi_i \omega_i t) \times \\ &\times \left[\frac{(1-2\xi_i^2)}{\sqrt{1-\xi_i^2}} \sin \omega_i' t + 2\xi_i \cos \omega_i' t \right] \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

где y — перемещение точки сооружения относительно грунта; \ddot{x} — абсолютное ускорение той же точки; a_i — коэффициент, учитывающий влияние i -той формы колебаний и зависящий как от ее очертания, так и от рассматриваемой точки; ξ — коэффициент затухания для i -той формы; $\omega_i' = \omega_i(1-\xi_i^2)^{1/2}$ — соответствующая частота затухающих колебаний.

Переходные функции для усилий и напряжений всегда могут быть выражены линейными комбинациями функций ψ_x , а в системах без затухания также и линейными комбинациями функций ψ_y . Например, переходная функция для перерезывающей силы S в любом сечении вертикальной сдвиговой балки (затухание не учитывается) имеет вид $k d\psi_y/dX$, где k — жесткость при сдвиге, отнесенная к единице длины, а X — уровень рассматриваемого сечения. Для консольной балки постоянного сечения получаем:

$$\psi_y = - \frac{4}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)\omega_n} \sin \frac{\omega_n}{c} X \sin \omega_n t,$$

где $c = \sqrt{\frac{k}{m}}$;
 m — масса на единицу длины,
 $\omega_n = \frac{(2n-1)\pi c}{2H}$ $n = 1, 2, 3, \dots$,
 H — длина (высота) балки.

Отсюда следует:

$$\psi_s = - \frac{4k}{\pi c} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{2n-1} \cos \frac{\omega_n}{c} \sin \omega_n t.$$

Суммирование рядов дает значения переходных функций, приведенные на рис. 4.2, а. Каждая из этих функций представляет собой последовательность прямоугольных волн с периодом $4H/c$, равным основному периоду колебаний балки. Значения функций меняются в пределах между \sqrt{km} , 0, $-\sqrt{km}$, 0. Каждый из интервалов, внутри которых $\psi_s = 0$, равен $2X/c$.

Представляют интерес также переходные функции для опрокидывающего момента m . Используя выражения, найденные для перерезывающей силы, и соотношение

$$\psi_m = \int_x^H \psi_s dX,$$

получим треугольники, показанные на рис. 4.2, б. На уровне X стороны треугольников равны $(H-X) \sqrt{km}$ по вертикали и $2(H-X)/c$ по горизонтали.

Используем эти результаты анализа систем с двумя степенями свободы и сдвиговых балок для иллюстрации некоторых выводов настоящей главы.

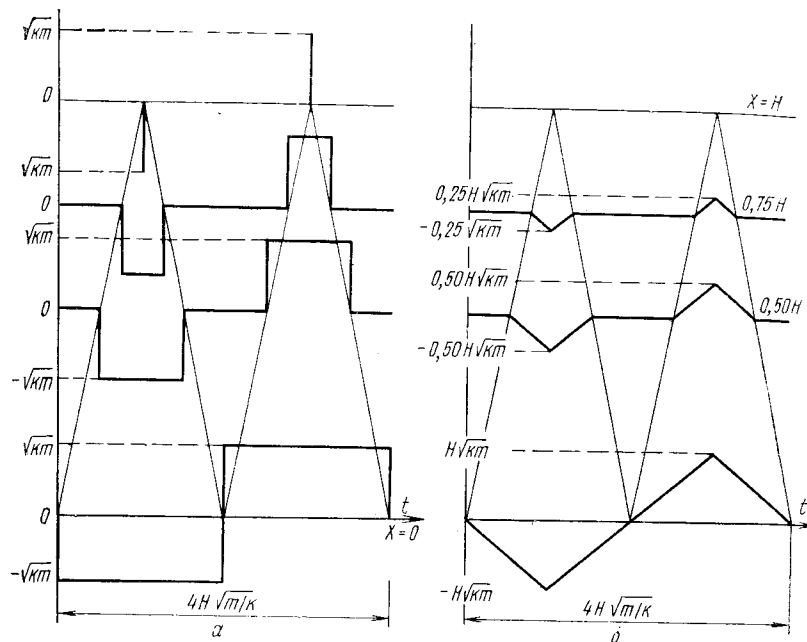


Рис. 4.2. Импульсные переходные функции для бруса, работающего на сдвиг при отсутствии затухания

a — поперечная сила; *b* — опрокидывающий момент

4.2. Реакция сооружений при белом шуме

Рассмотрим класс нестационарных движений, акселерограммы которых являются результатом действия белого шума, умноженного на детерминистскую функцию от времени $\dot{f}(t)$, равную нулю при отрицательных t . Распределение для реакций линейной системы в любой конкретный момент времени будет гауссовским, с нулевым математическим ожиданием. Рассмотрим также класс систем, имеющих периодические затухающие переходные функции. Если при заданной функции \dot{f} затухающая переходная функция ψ_g имеет достаточно короткий период T' , то отношение последовательных максимумов реакции $|q|$ будет иметь распределение, практически не зависящее от очертания ψ_g . Поэтому распределение для $Q/E(Q_0)$, а следовательно, и отношение $E(Q)/E(Q_0)$ для систем с одной степенью свободы будет непосредственно применимо, если заменим величину $\zeta\omega_1$ величиной $\zeta_i\omega_i$, которая постоянна для каждой системы (поскольку мы приняли, что ψ_i — затухающая периодическая функция). Здесь, как и в гл. 3, Q означает $\max_t |q(t)|$, $E(.)$ — математическое ожидание, а нулевой индекс указывает на систему без затухания.

Из уравнения (4.1) следует, что для рассматриваемых систем

$$Q^2 \propto \int_{t_1}^{t_1+T'} \psi_q^2 dt, \quad (4.5)$$

где Q — реакция, связанная с любой заданной вероятностью разрушения, а t_1 принято таким, чтобы при $t \geq t_1 \psi_q(t)$ была периодической затухающей функцией.

Если q означает псевдоскорость (т. е. перемещение относительно грунта, умноженное на ω_1) консервативной системы с одной степенью свободы, то ψ_q представляет собой $\sin \omega_1 t$. При этом интеграл в уравнении (4.5) равен $T'/2$. Следовательно,

$$Q = V_0 \left(\frac{2}{T'} \int_{t_1}^{t_1+T'} \psi_q^2 dt \right)^{1/2}. \quad (4.6)$$

Далее, если ψ_q — периодическая функция, то функции ψ_{qi} ортогональны в любом интервале, равном периоду функции ψ_q . Из уравнения (4.5) следует, что если система имеет периодическую импульсную переходную функцию с достаточно коротким периодом, то для такой системы

$$Q^2 = \sum_i Q_i^2, \quad (4.7)$$

где Q_i — расчетное значение реакции, относящееся к i -той форме собственных колебаний, т. е. Q_i выбрано так, чтобы вероятность его превышения хотя бы один раз при i -той форме колебаний была равна вероятности того, что по крайней мере один раз будет превышена реакция сооружения Q .

Справедливость уравнения (4.7) не нарушается, если ψ_q — периодическая функция с затуханием. Необходимо только, чтобы \dot{f} была достаточно гладкой функцией времени и чтобы значение интеграла от \dot{f}^2 , вычисленное в любом интервале времени продолжительностью T' , было мало по сравнению со значением этого интеграла, вычисленным вплоть до того момента, после которого большинство реакций достигает своих максимумов.

Чтобы расширить область применения метода к различным линейным системам, рассмотрим собственно белый шум ($\dot{f} = \dot{1}$) бесконечной продолжительности. Можно показать, что поскольку $q(t)$ имеет гауссовское распределение с нулевым средним значением, квадрат $|q(t)|$ при любой принятой вероятности превышения этой величины пропорционален $E[q^2(t)]$. Следовательно, квадрат $E|q(t)|$ также пропорционален этой величине. Поэтому можно принять что при акселерограмме в виде неустановившегося белого шума, умноженного на $\dot{f}(t)$, квадрат максимальной реакции пропорционален $E[q'^2(t)]$, где штрих указывает на то, что реакция вызвана отрезком белого шума, а t произвольно. Учитывая, что дисперсия суммы (интеграла) независимых переменных равна сумме соответствующих диспер-

сий, а $E[q^2(t)]$ представляет собой дисперсию величины $q(t)$, найдем:

$$E[q'^2(t)] \propto \int_{-\infty}^t \psi_q^2(t-\tau) d\tau = \int_0^{\infty} \psi_q^2(t) dt,$$

и поскольку мы приняли, что $Q^2 \propto E[q^2(t)]$, а $E[q^2(t)] \propto E[q'^2(t)]$, получим:

$$Q^2 \propto \int_0^{\infty} \psi_q^2 dt. \quad (4.8)$$

Если q — псевдоскорость в системе с одной степенью свободы, то правая часть уравнения (4.8) дает $\frac{1}{2} \zeta \omega_1$. Полученный результат отличается от того значения квадрата максимальной реакции от действия отрезка белого шума, которое зависит от продолжительности движения и вероятности разрушения. Выберем коэффициент затухания таким, чтобы результат, полученный из уравнения (4.8), совпадал со значением ожидаемой реакции. Для этого используем уравнение (3.9). Мы ищем «эквивалентный» коэффициент затухания, при котором будет справедливо соотношение $2\zeta'_i \omega_i \propto 1 + \zeta_i \omega_i s/2$ где s — длительность движения (отрезка белого шума). Решение этой задачи должно быть таким, чтобы при стремлении s к бесконечности ζ'_i и ζ_i были равны, поскольку промежуток времени, в течение которого «произойдет» реакция Q , стремится к бесконечности вместе с s . Исходя из этого, находим:

$$\zeta'_i = \zeta_i + \frac{2}{\omega_i s}. \quad (4.9)$$

Таким образом, при различных формах собственных колебаний системы мы можем применять уравнение (4.8) с увеличенными коэффициентами затухания, которые находятся из уравнения (4.9). При этом приближение будет достаточным для систем с одной степенью свободы, и можно ожидать, что оно окажется удовлетворительным для широкого класса систем со многими степенями свободы.

Если мы примем, что при всех формах собственных колебаний коэффициенты затухания малы по сравнению с единицей, то на основании уравнений (4.2) и (4.8) получим приближенное соотношение

$$Q^2 = \sum_i Q_i^2 + \sum_{i+j} \frac{Q_i Q_j}{1 + \epsilon_{ij}^2}, \quad (4.10)$$

где

$$\epsilon_{ij} = \frac{\omega'_i - \omega'_j}{\zeta'_i \omega_i + \zeta'_j \omega_j},$$

знаки Q_i должны соответствовать тем знакам, которые имеют величины ψ_{qi} , когда достигают своих максимальных численных значений.

Уравнение (4.10) приводит к более точным результатам, чем уравнение (4.7) в тех случаях, когда ψ не является затухающей периодической функцией, что обычно и имеет место. Разница между этими выражениями стремится к нулю, если частоты собственных колебаний стремятся к значениям, достаточно отличающимся друг от друга, если коэффициенты затухания стремятся к нулю или если отношения s/T'_i стремятся к бесконечности (T'_i — i -тый период затухающих собственных колебаний). Влияние второго члена в правой части уравнения (4.10) можно проследить по рис. 4.3, который относится к системе с двумя степенями свободы при $\omega'_1 = \omega'_2$ и $\zeta'_1 = \zeta'_2$.

Когда ψ_q — затухающая периодическая функция, распределение вероятностей для $Q/E(Q_0)$ приближенно совпадает с распределением для системы с одной степенью свободы, у которой $\zeta \omega_1 = \zeta_i \omega_i$. В противном случае распределение для $Q/E(Q_0)$ может значительно отличаться от этого распределения в соответствующей системе с одной степенью свободы, даже если ζ_i обратно пропорционально ω_i . При любом соотношении между

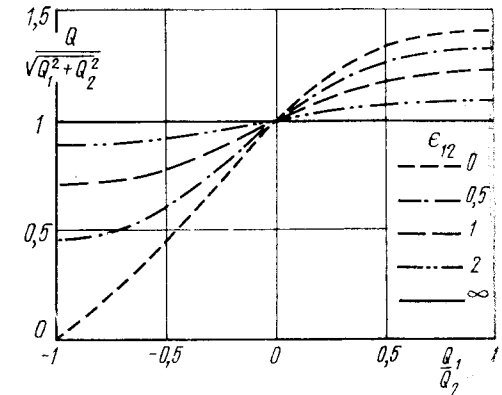


Рис. 4.3. Отношение реакций, подсчитанных по уравнениям (4.10) и (4.7)

ζ_i и ω_i применение уравнения (4.10) связано с определенным распределением вероятностей для Q , поскольку теоретически реакции для каждой формы колебаний (во втором члене правой части) и Q соответствуют одной и той же вероятности превышения.

Иногда такое предположение может быть полностью ошибочным. В предельном случае ψ представляет собой кривую, состоящую из серии выбросов (пик). При этом Q имеет экстремальное распределение типа 1. Более строгое суждение о распределении вероятностей для реакций сооружений требует анализа результатов, полученных при моделировании землетрясений.

Хотя вывод уравнения (4.10) был чисто эвристическим, трудно заметить, что для систем с двумя степенями свободы оно не может привести к значительным погрешностям, если $\epsilon_{12} \ll 1$, если $\epsilon_{12} \gg 1$ и при этом $|Q_1| \approx |Q_2|$ или если при любом

значении $\in_{12} |Q_1| \gg |Q_2|$. Оно также удовлетворяет очевидно-
му условию $Q \geq |Q_1 - Q_2|$ для этих систем и условию $Q \leq \sum_i |Q_i|$
во всех случаях.

Последнее условие послужило основой для оценки расчет-
ных значений реакций по данным анализа форм колебаний.
При этом принималось $Q = \sum_i |Q_i|$. В некоторых случаях такая

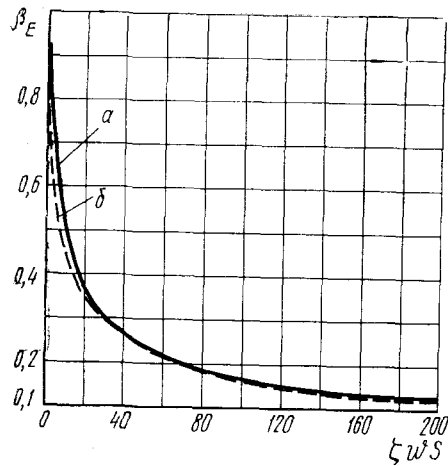


Рис. 4.4. Корректирующий множитель
для вязкого затухания

а — «точные значения»; б — по уравнению 4.12

оценки может оказаться приемлемой для расчетных целей, но часто она дает резкое завышение значений Q .

Уравнение (4.10) может применяться только для систем с классическими формами колебаний. Кроме того, уравнение (4.10) дает весьма низкую точность в тех случаях, когда принятые функции ψ имеют очень длинный период и малое затухание. Поэтому, чтобы расширить область применения полученных результатов, мы примем в качестве основы для оценки Q значения реакций (в определенный момент времени), соответствующих акселерограмме нестационарных колеба-

$$Q^2 \propto \int_{-\infty}^t f^2(t-\tau) \psi_q^2(t-\tau) d\tau.$$

Приняв $t=0$ и $f = \exp(-t/s)$, можно записать это выражение в другой форме:

$$Q^2 \propto \int_0^{\infty} \exp\left(-\frac{2t}{s}\right) \psi_q^2(t) dt.$$

При этом для систем с одной степенью свободы, имеющих $T_1 \ll s$ и $\xi \ll 1$, результаты будут практически совпадать с результатами уравнения (3.10). Можно ожидать большей точности, если принять

$$Q^2 \propto \max_t \int_0^t f^2(\tau) \psi_q^2(t-\tau) d\tau, \quad (4.11)$$

где $f = \exp(-ct)$.

Для систем с одной степенью свободы получаем при этом следующее значение корректирующего множителя:

$$\beta_E = \sqrt{\frac{\xi - \xi^\theta}{\theta - 1}}, \quad (4.12)$$

где $\theta = \xi\omega/s$, а $\xi = \theta^{1/(1-\theta)}$.

Уравнение (4.12) аппроксимирует «точное» значение β_E , полученное в гл. 3 на основе анализа реакций от отрезков белого шума, при условии, что мы принимаем $s \approx 2,5/s$ (рис. 4.4). Тем не менее возможно, что уравнение (4.12) дает в действительности более удовлетворительные результаты, чем «точное» решение, ввиду изменчивости интенсивности в единицу времени при реальных землетрясениях. Этот вопрос, однако, имеет скорее теоретический интерес, поскольку при строгом подходе коэффициент β_E должен быть функцией собственной частоты и затухания, а не только их произведения. Учитывая, кроме того, что исследование уравнения (4.11) с помощью анализа форм колебаний достаточно сложно, мы не будем рассматривать этот вопрос подробнее.

4.3. Реакции при гауссовском процессе и при землетрясениях

Рассмотрим систему с одной степенью свободы и периодом T' , на которую воздействует семейство возмущений, представляющих собой отрезки продолжительностью s стационарного гауссовского процесса. Если вблизи T' спектральная плотность движения является достаточно гладкой функцией периода, то распределение для максимальных реакций системы при этих возмущениях близко к распределению для ее максимальных реакций при отрезке белого шума продолжительностью s , имеющем спектральную плотность, равную той спектральной плотности, которую отрезок гауссовского процесса имеет при T' (Caughey and Gray, 1963). Поэтому выражения, полученные нами для суммы реакций при различных формах колебаний, применимы (с теми же в основном ограничениями) также и при возмущениях в виде гауссовского процесса, если только спектральная плотность или спектр ожидаемых псевдоскоростей представляют собой вблизи периодов, относящихся к практически важным формам собственных колебаний, достаточно гладкие функции периода.

В частности, заменяя белый шум стационарным гауссовским процессом, можно использовать для систем, формы колебаний которых не являются классическими, метод, аналогичный тому, при котором максимальные значения квадратов реакций от действующих возмущений принимаются пропорциональными ожидаемым значениям квадратов реакций в определенный мо-

мент времени от белого шума, умноженного на $f(t)$. При этом целесообразно использовать преобразования Фурье в форме, предложенной Таджими (Tajimi, 1960).

Нельзя ожидать, что изложенные методы окажутся приемлемыми для тех периодов колебаний, которые значительно удалены от области, определяемой на логарифмическом графике спектров движения пересечениями кривых a и v и кривых v и d . Для очень жестких сооружений максимальное ускорение почти совпадает с ускорением грунта. Для очень гибких — Q стремится к $\max_t |\psi(t)| \int_0^\infty \ddot{x}_0(t) dt$. Для сооружений, подверженных

землетрясениям третьей группы, непосредственно применимы методы, изложенные в гл. 3.

Метод, предложенный Шинозукой (Shinozuka, 1964), отличается большей общностью, чем приведенный выше, хотя он и дает только верхнюю и нижнюю границы распределения вероятностей для реакций.

Простейшие движения грунта, такие, например, как землетрясения первой группы, не могут быть представлены в виде гауссовского процесса. Однако с инженерной точки зрения их значение невелико, а их воздействие на сооружения может быть учтено детерминистскими методами.

4.4. Применение полученных результатов к брусу, работающему на сдвиг¹, с постоянными параметрами

Рассмотрим поперечные колебания бруса, работающего на сдвиг, с постоянными параметрами. В подразд. 4.1 мы получили выражения функций ψ для перерезывающей силы и опрокидывающего момента в таком брус (сдвиговой балке), если отсутствует затухание. Если для движения грунта принята модель в виде белого шума, то спектральные ускорения без затухания обратно пропорциональны квадратному корню из среднего значения ψ^2 за большой интервал времени [см. уравнение (4.5)]. Отсюда следует, что распределение расчетных перерезывающих сил по длине бруса соответствует параболе с вершиной на верхнем конце бруса, а опрокидывающие моменты меняются по параболе степени $3/2$ с вершиной в этой же точке. Перерезывающая сила и опрокидывающий момент у основания бруса сразу же определяются, если принять во внимание, что значение интеграла от $\sin^2 \omega$, вычисленное в пределах большого интервала времени, приблизительно равно половине этого интервала. Поскольку переходная функция для перерезывающей силы у основания бруса имеет значения $\pm \sqrt{km}$

¹ Под брусом, работающим на сдвиг, здесь и далее понимается элемент, величина угла наклона поперечного сечения которого пропорциональна величине сдвига в сечении. (Прим. науч. ред.).

и $-\sqrt{km}$, расчетное значение перерезывающей силы в этом сечении будет равно расчетной спектральной псевдоскорости, умноженной на $\sqrt{2km}$, а расчетная перерезывающая сила в любом сечении бруса будет равна:

$$S = V \sqrt{2km \left(1 - \frac{X}{H}\right)^3}, \quad (4.13)$$

где V — спектральная псевдоскорость; k — жесткость при сдвиге на единицу длины бруса; m — масса единицы длины бруса; X — уровень рассматриваемого сечения; H — высота бруса.

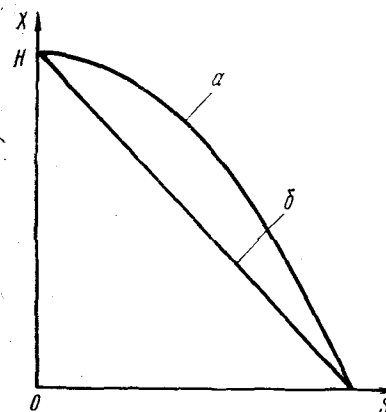


Рис. 4.5. Огибающая эпюра перерезывающей сил в брус, работающем на сдвиг с постоянными параметрами

a — по уравнению (4.13); b — по статическому расчету

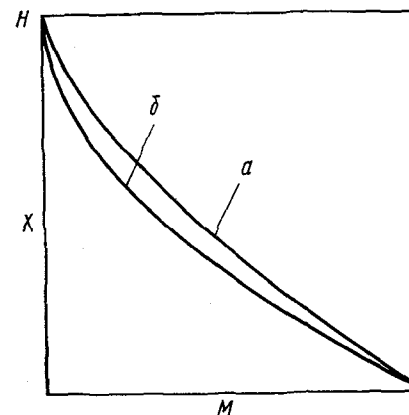


Рис. 4.6. Огибающая эпюра опрокидывающих моментов в брус, работающем на сдвиг с постоянными параметрами

a — по уравнению (4.14); b — по статическому расчету

Аналогично находим расчетные значения опрокидывающих моментов:

$$M = HV \sqrt{\frac{2}{3} km \left(1 - \frac{X}{H}\right)^3}. \quad (4.14)$$

Полученные результаты приведены на рис. 4.5 и 4.6. По всей длине бруса значения перерезывающих сил и опрокидывающих моментов больше тех значений, которые мы получили бы, применив статический расчет и приняв постоянное горизонтальное ускорение таким, чтобы максимум перерезывающей силы соответствовал ее максимуму по уравнению (4.13) или максимуму опрокидывающего момента — его максимуму по уравнению (4.14). Значения S и M при статическом расчете также показаны на рисунках. Разница наиболее значительна вблизи верха бруса.

Перерезывающие силы и опрокидывающие моменты не пропорциональны m , как это имело бы место при чисто статическом расчете. При фиксированных значениях остальных переменных S и μ пропорциональны квадратному корню из массы, отнесенной к единице длины бруса. Учитывая, что основной период колебаний T_1 равен $4H/c$, где $c = \sqrt{k/m}$ — скорость поперечных волн в бресе, можно записать уравнения (4.13) и (4.14) в другой форме:

$$S = \frac{4VM}{T_1} \sqrt{2 \left(1 - \frac{X}{H}\right)}; \quad (4.15)$$

$$\mu = \frac{4A_1 M}{2\pi} \sqrt{2 \left(1 - \frac{X}{H}\right)}$$

где $A = (2\pi/T_1)V$ — спектральное ускорение, соответствующее основному периоду, а $M = mH$ — общая масса бруса.

Уравнение (4.15) можно записать также и в виде

$$S = 0,90 A_1 M \sqrt{1 - \frac{X}{H}}. \quad (4.16)$$

Таким образом, перерезывающая сила у основания бруса на 10% меньше, чем произведение массы бруса на спектральное ускорение, относящееся к основному периоду колебаний.

Значения опрокидывающих моментов по уравнению (4.14) меньше, чем те их значения, которые можно получить статически, используя расчетные значения поперечных сил из уравнения (4.13), т.е. меньше чем $\int_{H-X}^H S dX$. Отношение μ к этому

интегралу составляет для всех сечений бруса 0,866. Разница объясняется тем, что максимальные значения перерезывающих сил не достигаются одновременно во всех сечениях. Действительно, S меняет знак по длине бруса при второй и всех высших формах колебаний. Этот вопрос будет рассмотрен в гл. 8.

До сих пор мы принимали, что спектральная псевдоскорость не зависит от периода собственных колебаний и что в сдвиговом бресе отсутствует затухание. Можно получить приближенные решения, свободные от этих ограничений, если разложить переходные функции для перерезывающих сил и опрокидывающих моментов на их гармонические составляющие с учетом затухания, а затем просуммировать реакции, соответствующие каждой форме колебаний, согласно уравнениям (4.7) или (4.10). Этот способ, а также ряд других задач, основанных на изложенной теории, применительно к сдвиговому брусу и иным конструкциям, приведены в работе Розенблюта и Элордуи (1969а) и будут рассмотрены в гл. 8 и 9.

4.5. Реакция сооружений при одновременном действии нескольких составляющих движения грунта

Любая реакция сооружения, работающего линейно, представляет собой линейную функцию реакций от возмущений, соответствующих различным степеням свободы основания. Если каждое возмущение относится к стационарному гауссовскому процессу, то таким же будет и характер рассматриваемой реакции. При этом можно подходить к определению реакции так, как будто бы она возникает в сооружении с одной степенью свободы, и возмущение, соответствующее этой степени свободы, относится к стационарному гауссовскому процессу. Если при этом все составляющие умножены на одну и ту же детерминистскую функцию времени, то на нее же будет умножен и эквивалентный единичный процесс.

Для определения математического ожидания и других параметров распределения соответствующих реакций достаточно одного лишь допущения о том, что результирующее движение представляет собой гауссовский процесс. Необходимо также установить корреляции между различными составляющими движения грунта. Если можно принять, что такие корреляции отсутствуют, ожидаемый численный максимум любой реакции будет равен квадратному корню из суммы квадратов математических ожиданий, относящихся к отдельным составляющим. Даже при значительных корреляциях между тремя поступательными составляющими движения, а также между поступательными и вращательными составляющими можно рассматривать их общее воздействие так, как будто бы корреляции отсутствуют, при условии, что различие между соответствующими функциями ψ достаточно велико. Поэтому, если

$$q(t) = \sum_k q_k(t)$$

означает полную величину реакции, где q_k — реакция, связанная с k -й степенью свободы основания, и такая, что

$$q_k(t) = \int_0^t \ddot{x}_k(\tau) \psi_k(t - \tau) d\tau,$$

где \ddot{x}_k относится к движению грунта по направлению соответствующей составляющей, а ψ_k — соответствующая передаточная функция,

то мы можем написать:

$$Q^2 = \sum_k Q_k^2,$$

и, следовательно,

$$E(Q) = \sqrt{\sum_k [E(Q_k)]^2}.$$

где $Q_k = \max_t |q_k(t)|$, а Q и Q_k связаны с одной и той же вероятностью превышения.

Однако этот вывод несправедлив в тех случаях, когда форма функций ψ_k такова, что значительная корреляция между различными \ddot{x}_k приводит к ощутимой корреляции между величинами $\ddot{x}_k(\tau)\psi_k(t-\tau)$. В частности, если функции ψ , относящиеся к двум ортогональным направлениям, подобны друг другу, могут оказаться связанными и соответствующие «формы» собственных колебаний.

При наличии зависимости между степенями свободы, относящимися к ортогональным вертикальным плоскостям, формы собственных колебаний не являются перемещениями, полностью лежащими в вертикальных плоскостях. Подобная зависимость может иметь место в реальном здании. В то же время при обычном представлении сооружения, основанном на проектных значениях его геометрических и механических характеристик, эта зависимость не обнаруживается.

Зависимость может быть связана с незначительными отклонениями от радиальной симметрии в вертикальных элементах кольцевого сечения. В этих случаях ожидаемые значения максимальных реакций обычно оказываются намного больше тех значений, которые мы находим без учета такой зависимости. Характерный пример (дымовая труба, номинально обладающая радиальной симметрией) был рассмотрен Иамото и Сузуки (1965). В принципе для подобных случаев также можно использовать вероятностный подход, соответственно изменяя вид переходных функций.

Во многих практических задачах корреляция между составляющими движения оказывается весьма сильной. Это в особенности относится к случаям, когда такие составляющие вызывают параллельные перемещения опор различного вида или вращательные и поступательные перемещения фундаментов большой длины. Например, записи одного из землетрясений указывают на такие перемещения противоположных сторон ущелья, перекрытого арочной плотиной, которые можно рассматривать как примерно одинаковые, если не считать сдвиг по фазе, по-видимому, медленно изменявшихся в течение землетрясения (Okamoto и др., 1961).

Если при моделировании движения мы принимаем возмущения вдоль каких-либо двух степеней свободы основания одинаковыми, с постоянным сдвигом по времени между ними, то для них можно использовать единую переходную функцию, полагая, что оба возмущения возникают в сооружении, основании которого имеет только одну степень свободы. Таким образом выражение

$$q(t) = \int_0^t [\ddot{x}_1(\tau)\psi_1(t-\tau) + \ddot{x}_1(\tau-t_{12})\psi_2(t-\tau)] d\tau.$$

где t_{12} — сдвиг по времени, может быть записано в виде

$$q(t) = \int_{-t_{12}}^t \ddot{x}_1(\tau)\psi_{12}(t-\tau) d\tau,$$

где

$$\psi_{12}(t) = \begin{cases} \psi_1(t) & \text{при } t < t_{12} \\ \psi_1(t) + \psi_2(t-t_{12}) & \text{при } t \geq t_{12}. \end{cases}$$

Аналогично можно поступать и при иных типах корреляций между различными x_k . Основное затруднение состоит в недостаточности информации о корреляциях между составляющими. При расчете ответственных сооружений целесообразно проанализировать принятые корреляции, связать каждую из них с определенной вероятностью и затем подсчитать распределения вероятностей для реакций.

4.6. Гибкие трубопроводы и туннели

Сооружения большой протяженности, непрерывно опирающиеся на грунт, образуют особый класс систем, основания которых имеют весьма большое — фактически бесконечное — число степеней свободы. Примерами таких сооружений являются трубопроводы, туннели, дорожное полотно. В тех случаях, когда сооружение достаточно гибко по сравнению с окружающим его или подстилающим грунтом, его перемещения и деформации будут в основном соответствовать перемещениям и деформациям грунта при отсутствии сооружения. Исходя из этого, можно предложить весьма простой приближенный способ определения напряжений в таких сооружениях. Если сооружение расположено под землей, перемещения почвы можно обычно подсчитать с достаточной точностью на основе перемещений нижележащего грунта, приняв во внимание распространение и отражение волн.

Перемещения почвы могут быть разложены на составляющие, связанные с типом волн — поперечными, продольными и различными видами поверхностных. В свою очередь перемещения, связанные с каждым типом волны, будут иметь составляющие по направлению продольной оси сооружения и двух главных осей инерции его поперечного сечения. Рассмотрим какую-либо из этих составляющих и предположим, что она связана с волной, которая со скоростью c распространяется вдоль сооружения. Пусть x означает эту составляющую, а X — координатную ось, направленную вдоль сооружения. При однородном и линейно-упругом грунте перемещения будут удовлетворять дифференциальному уравнению

$$\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 x}{\partial X^2}.$$

Отсюда следует, что кривизна сооружения равна \ddot{x}/c , где \ddot{x} — ускорение грунта, перпендикулярное оси сооружения и вызван-

ное составляющей движения, направленной вдоль оси. Теперь можно сразу же определить изгибающие моменты относительно рассматриваемой главной оси и затем найти соответствующие напряжения в сооружении.

Продольная деформация сооружения равна \dot{x}/c , где \dot{x} теперь означает скорость грунта в продольном направлении от составляющей движения, которая направлена также продольно. Соответствующие напряжения также определяются без затруднений. Зная напряжения в сооружении, можно оценить также взаимодействие сооружения с грунтом (контактное давление и сдвиги) и влияние жесткости конструкции.

Как правило, трудно выделить из записи землетрясения различные волновые компоненты. Однако всегда можно в запас прочности принять, что интересующее нас ускорение равно полному ускорению в рассматриваемом направлении. Можно также принять различные допущения относительно разложения движения на волновые составляющие и связать каждое из этих допущений с определенной вероятностью, аналогично тому, как это может быть сделано при сооружениях с конечным числом опор.

Наиболее серьезные воздействия землетрясений на сооружения этого типа связаны с резко нелинейными деформациями почвы или сдвигами вдоль геологических разрывов.

ГЛАВА 5. РЕАКЦИИ НЕЛИНЕЙНЫХ СИСТЕМ

5.1. Введение

Нелинейность работы сооружения может быть обусловлена видом зависимости напряжение — деформация, значительной величиной деформаций, условиями опирания, характером разрушения или комбинацией этих факторов. Обычно нелинейность, связанная с работой материала или с условиями опирания, сопровождается также неупругими деформациями; геометрическая нелинейность (вызванная изменением геометрии сооружения, как правило, вследствие больших деформаций) сопровождается обратимыми процессами, а при линейной зависимости между силами и деформациями критерии разрушения часто оказываются нелинейными. Но какова бы ни была природа нелинейности систем, мы не располагаем удовлетворительными методами их аналитического расчета, за исключением простейших случаев. При практической необходимости расчета таких систем мы вынуждены прибегать к методу Монте-Карло или к относительно грубой оценке верхней границы реакций.

Такие оценки во многих случаях приемлемы для расчетных целей.

В этой главе основное внимание уделено критериям, необходимым для установления обоснованных границ, и изложены результаты исследования методом моделирования некоторых идеализированных систем. Эти результаты могут быть использованы при анализе и проектировании реальных сооружений.

5.2. Нелинейные критерии разрушения

Простейшие критерии разрушения не учитывают изменения напряжений во времени. Они предусматривают максимальное значение некоторой функции от главных напряжений. Нелинейность может быть связана с тем, что, во-первых, координаты критической комбинации напряжений зависят от условий нагружения; во-вторых, направления главных напряжений в критической точке являются функцией от способа нагружения, в-третьих, критерий разрушения основан на нелинейной функции главных напряжений или, в-четвертых, имеется комбинация перечисленных факторов. Сооружения, материал которых имеет нелинейную зависимость напряжение — деформация, будут рассмотрены позднее.

Рассмотрим сначала случай, когда положение критической точки зависит от размещения сил. Мы не можем использовать непосредственно результаты, изложенные в предыдущих главах, поскольку ранее мы исходили из допущения, что разрушение обусловлено величиной какой-либо рассматриваемой реакции, например изгибающего момента в заданном сечении элемента. Между тем в данном случае рассматриваемая реакция еще не достигла своего критического значения, а разрушение может наступить вследствие достижения критического значения реакций в другой части сооружения (например, изгибающим моментом или поперечной силой в другом сечении или в другом элементе). В неразрезной балке, например, критическое сечение является функцией концевых изгибающих моментов. Таким образом, хотя мы имеем дело с конструкцией, работающей линейно вплоть до разрушения, при ее расчете нельзя полностью исходить из тех предпосылок, которые применяются для линейных конструкций. Такое положение целиком объясняется неустановившимся и нерегулярным характером сейсмических воздействий, так как оно не возникает в сооружениях при установившихся гармонических возмущениях или при колебаниях, соответствующих только одной собственной форме. В обоих этих случаях критическое сечение определяется детерминистски.

Можно более четко представить себе задачу, если рассмотреть в качестве примера дискретные системы. Пусть разрушение линейно работающей системы происходит, если численное

значение по крайней мере одной из реакций $q_i(t)$, $i=1, 2, \dots, n$ превысит соответствующее критическое значение, допустим, Q_i^* , по крайней мере один раз. Задача, поставленная таким образом, линейна и отличается от задач, рассмотренных ранее, возможностью различных видов разрушения. Иными словами, мы имеем дело с более сложными граничными условиями. Однако если рассматривать переменную $q(t) = \min_i [Q_i^* | q_i(t) |]$, являющуюся нелинейной функцией возмущения, то разрушение произойдет, когда $q(t)$ станет отрицательной. Следовательно, задача имеет нелинейный характер.

Пусть P_i означает вероятность того, что Q_i^* будет превышена по крайней мере один раз независимо от реакций, относящихся к остальным $n-1$ обобщенным координатам. Если мы примем, что n событий « Q_i^* превышено» независимы, то вероятность разрушения будет:

$$P = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - P_i) \approx \max_i P_i. \quad (5.1)$$

Критерии для оценки расчетных значений реакций, полученные нами ранее, основаны на постоянной вероятности разрушения. Следовательно, они приводят к недостаточно надежным результатам для систем рассматриваемого типа со многими степенями свободы, если считать эти результаты надежными для систем с одной степенью свободы.

Чтобы проиллюстрировать это, рассмотрим систему с десятью возможными видами разрушения, каждый из которых имеет одну и ту же вероятность и экстремальное распределение типа 2 при $k=2$. Если мы ведем расчет для вероятности разрушения, равной 10^{-4} , то в соответствии с уравнением (5.1) расчетные значения реакций должны быть на 11% больше, чем при отдельном рассмотрении каждого вида разрушения. При $P=10^{-2}$ требуемое увеличение расчетных значений реакций составляет 22%.

Допущение, что все значения P_i одинаковы, приводит к излишнему увеличению расчетных значений реакций. Например, если $P=10^{-2}$, а отношения фактических значений реакций к их требуемым расчетным значениям равномерно распределены в интервале между 1,00 и 1,09, то увеличение для реакции с наименьшим из этих отношений составит уже не 22, а 10%.

Для вероятности разрушения статически нагруженных пластичных систем были предложены границы и простые приближения (Cornell, 1967; Ang and Amin, 1968; Jorgenson and Goldberg, 1969). Уравнение (5.1) основано на допущении о независимости различных видов разрушения друг от друга, как по отношению к самим реакциям, так и к их критическим значениям. Во многих случаях вследствие значительных корреляций между различными видами разрушения значение P может быть аппроксимировано с помощью $\max_i P_i$. Однако при пластических систе-

мах с динамическим нагружением наличие корреляций между видами разрушения может привести к тому, что уравнение (5.1) окажется очень ненадежным, как мы увидим при рассмотрении конструкций из нелинейных материалов.

Аналогичная проблема возникает и тогда, когда критерий разрушения обусловлен главными напряжениями в заданной точке, но главные направления различны для различных форм собственных колебаний. Это относится, например, к таким сооружениям, как арочные плотины, если рассматривается вопрос о трещинообразовании. При этом сам критерий разрушения может быть весьма простым. Допустим достижение максимального значения растягивающим напряжением, однако направление этого напряжения будет функцией времени, хотя точка, где максимальное напряжение возникает, может меняться во времени незначительно или вообще не меняться. Трудность аналитического подхода к этой задаче очевидна, если учесть, что главные напряжения являются нелинейными функциями нормальных и касательных напряжений, параллельных ортогональным осям, а эти напряжения в свою очередь представляют собой коррелированные случайные величины. Задачи подобного типа требуют применения метода Монте-Карло.

Если точка приложения или направление напряжения, либо и то и другое могут меняться дискретно или непрерывно, то, рассматривая различные точки приложения и направления потенциально возможного критического напряжения и анализируя каждое из них (это может быть сделано с помощью методов анализа форм колебаний, изложенных в гл. 4), получаем ненадежную границу для расчетных значений реакций. Надежная граница может быть сразу же получена, если удастся установить отношение наиболее неблагоприятной реакции к реакции в определенной точке по определенному направлению. При достаточно близких верхней и нижней границах отпадает необходимость в дальнейшем анализе.

Все предыдущие замечания относятся к расчету сооружений при землетрясениях, близких к белому шуму, или при движениях грунта, вызванных фильтрацией таких землетрясений. Что касается землетрясений в виде одного толчка и движений, вызванных их фильтрацией через мягкий грунт, то для расчета сооружений на такие воздействия достаточно использовать детерминистские методы.

5.3. Системы с одной степенью свободы и симметричной нелинейной зависимостью сила — деформация

5.3.1. *Общий приближенный метод анализа.* Опубликовано большое число работ, в которых приводятся результаты определения реакции в отдельных видах систем с одной степенью свободы при воздействии реальных или моделированных землетря-

сений, а в ряде случаев дается также анализ этих результатов. В качестве примера обычно рассматриваются упругопластические системы. Результаты этих исследований трудно использовать применительно к системам с другими характеристиками. Поэтому необходим более общий метод, даже если его точность окажется невысокой.

Рассмотрим метод анализа, применимый ко всем системам, имеющим одну степень свободы и кривую сила — деформация, симметричную относительно начала координат. Вводится только одно условие — отсутствие разупрочнения системы. Все пластичные системы, как линейные, так и нелинейные, с симметричной зависимостью сила — деформация удовлетворяют этому условию, если их затухание является любой однозначной функцией скорости деформации. Последнее имеет место во всех системах с гистерезисом. Для возможности

применения метода необходимо сначала найти спектры линейной системы при рассматриваемом движении.

Допущение, что система не обладает разупрочнением, часто оказывается спорным. Было бы желательно иметь общий метод, распространяющийся также и на системы с разупрочнением, но, по-видимому, необходимы дальнейшие исследования, прежде чем это станет возможным. Нас будут интересовать землетрясения второго и третьего типа.

Рассмотрим систему указанного выше типа, которая определена своей скелетной кривой («основной кривой») — кривой сила — деформация от первого статического нагружения, формой статических циклов сила — деформация для всех интересующих нас уровней максимальной деформации и зависимостью между силой и скоростью деформации (рис. 5.1).

Любая точка основной кривой может быть соединена с началом координат прямой линией. Каждая из этих точек определяет эквивалентную систему, масса которой равна массе рассматриваемой системы. Ее жесткость определяется наклоном прямой, соединяющей точку с началом координат, т.е. соответствующей секущей жесткостью рассматриваемой системы, а коэффициент затухания равен:

$$\xi'(y) = \frac{H_{\xi}(y) + H(y)}{2\pi K(y) y^2}, \quad (5.2)$$

где $H_{\xi}(y)$ означает количество энергии, диссипированной при затухании за один цикл установившихся гармонических колебаний с амплитудой y ; H_y —

количество энергии, диссипированной при гистерезисе за один цикл с амплитудой y , а $K(y)$ — секущая жесткость, соответствующая данной деформации.

При вязком затухании уравнение (5.2) может быть представлено в виде

$$\xi'(y) = \xi(y) + \frac{H(y)}{2\pi K(y) y^2}, \quad (5.3)$$

где $\xi(y)$ — коэффициент затухания при вязком характере последнего, соответствующий массе системы и жесткости $K(y)$.

Наши выводы были основаны на предположении, что диссипация энергии, связанная с гистерезисом, и диссипация, связанная со скоростью деформации, независимы друг от друга. Это не уменьшает общности метода. Если указанное предположение несправедливо, достаточно выразить полную диссипацию энергии за цикл в виде одного члена, заменяющего $H_{\xi} + H$.

Далее, будем считать, что реакция рассматриваемой системы равна средневзвешенному значению реакций всех эквивалентных линейных систем, определение которых было дано выше. Принимая в качестве реакций максимальные численные значения деформации, запишем:

$$D = \frac{1}{D} \int_0^D \alpha(y) D'(y) dy, \quad (5.4)$$

где D — максимальное численное значение деформации системы, которое принимается в качестве ее реакции при рассматриваемом движении грунта; $D'(y)$ — значение D для эквивалентной линейной системы с такой же массой, жесткостью $K(y)$ и коэффициентом затухания $\xi'(y)$; $\alpha(y)$ — положительный весовой коэффициент, определяемый из условия

$$\int_0^D \alpha(y) dy = D.$$

Мы приходим к нескольким отличным результатам, если выберем в качестве реакций не деформацию, а какой-либо иной параметр, и используем его аналогично тому, как мы использовали D и D' в уравнении (5.4). В тех случаях, когда области эквивалентных периодов собственных колебаний соответствуют более или менее постоянные значения спектра псевдоскоростей, весьма удобно использовать в качестве реакции псевдоскорости или квадратный корень из максимального значения энергии деформации. Применение абсолютного ускорения особенно целесообразно при очень коротких периодах собственных колебаний.

Величина D в уравнении (5.4) неизвестна. Поскольку D содержится в правой части, мы вынуждены задаться его значением и применить метод проб и ошибок. Обычно этот метод может быть заменен сходящимся итерационным процессом.

Когда основная кривая имеет нисходящую ветвь, процесс может привести к нескольким значениям. При этом искомым будет наименьшее из тех значений D , которые дает уравнение

(5.4). Если, например, основная кривая имеет один или несколько максимумов, мы вначале задаемся значениями D , расположенными между нулем и первым максимумом. Если эта процедура приводит к результату, то этот результат и будет искомым. В противном случае мы задаемся значениями D , расположенными между первым и вторым максимумами основной кривой, и т. д.¹

Допустим, что уравнение (5.4) справедливо при $\alpha(y) = 1$. Мы, конечно, отдаем себе отчет в том, что весовой коэффициент должен быть убывающей функцией от y , если сооружение имеет сравнительно короткий начальный период собственных колебаний, и должен меняться в противоположном направлении для относительно гибких сооружений.

Известно также, что преобладающие периоды колебаний при землетрясении монотонно возрастают с начала и до конца движения грунта. При системах, эквивалентные периоды которых также монотонно возрастают вместе с амплитудой реакции, это снижает точность уравнения (5.4), приводя к погрешностям не в запас прочности, даже если значение α отлично от единицы. Однако, как мы увидим из последующих примеров, это обстоятельство не очень существенно для большинства сооружений, представляющих практический интерес.

В качестве дальнейшего упрощения примем, что нелинейная реакция приближенно равна реакции эквивалентной линейной системы, масса которой равна массе заданной системы, а период и затухание равны среднему периоду и среднему затуханию эквивалентных систем, определенных ранее. При этом варианте метода мы прежде всего задаемся максимальной деформацией. Затем находим эквивалентный период незатухающих колебаний

$$T' = \frac{2\pi M^{1/2}}{D} \int_0^D K^{-1/2}(y) dy, \quad (5.5)$$

где M — заданная масса, эквивалентный коэффициент затухания

$$\xi' = \frac{1}{2\pi D} \int_0^D \frac{H\xi(y) + H(y)}{K(y)y^2} dy, \quad (5.6)$$

и принимаем D равным максимальной деформации линейной системы, имеющей период собственных колебаний (5.5) и коэффициент затухания (5.6).

¹ Такой детерминистский подход исключает вероятность, что при некоторых землетрясениях рассматриваемого типа деформации оказываются больше значения, соответствующего ближайшему максимуму. Чтобы учесть эту вероятность, можно сначала поступить так, как было указано, затем принять найденное значение D в качестве первого приближения к $E(D)$, принять для $D/E(D)$ распределение вероятностей, соответствующее линейной системе, и повторить процедуру для некоторого числа вероятностей превышения.

Такой упрощенный подход позволяет получить для D данные не только о математическом ожидании, но и о распределении вероятностей. Рассматриваемый вариант метода относительно точен при достаточно гладких ожидаемых линейных спектрах. Наличие отчетливо выраженного преобладающего периода внутри или вблизи области собственных периодов эквивалентных линейных систем может оказать значительное влияние на величину нелинейных реакций. При этом уравнения (5.5) и (5.6) могут дать более существенную погрешность, чем уравнение (5.4).

Велетсос (1969 а) показал, что реакции нелинейных систем при «входящем полупериоде перемещения» дают качественное представление об их реакциях при землетрясении. Акселерограмма такого входящего возмущения имеет три симметричных треугольных участка, подобранных так, чтобы конечная скорость и конечное перемещение были равны нулю. Первый и третий участки противоположны по знаку второму треугольнику. Эта схема дает для реакций линейные и нелинейные спектры, похожие на их спектры при реальных землетрясениях второго типа, хотя отношение ad/v^2 при этом намного меньше, чем это обычно имеет место для таких землетрясений.

После установления приближенных верхних границ для реакций нелинейных систем мы проиллюстрируем изложенный метод на примере некоторых пластичных и гистерезисных систем. Во всех примерах мы будем применять упрощенный вариант этого общего метода.

5.3.2. Приближенные верхние границы. Реакции неразупрочняющихся систем с одной степенью свободы и симметричной зависимостью сила — перемещение могут быть приближенно ограничены сверху спектрами реакций линейных систем. Сначала определим эквивалентный коэффициент затухания для нелинейной системы. Это можно сделать, решив приближенно уравнение (5.6). Более грубое значение можно получить, оценив величину D и вычислив затем эквивалентный коэффициент затухания для линейной системы, масса которой равна заданной массе, а жесткость равна секущей жесткости нелинейной системы при деформации $D/2$. При разупрочняющихся системах с затуханием вязкого типа эквивалентный коэффициент затухания может быть принят в запас прочности таким же, как и для линейной системы, жесткость которой равна начальной касательной жесткости заданной системы. Три приближенные верхние границы можно получить в зависимости от того, какое из приведенных ниже значений принято в качестве максимальной деформации нелинейной системы, причем каждое из них вычисляется для линейного спектра, соответствующего коэффициенту затухания, найденному согласно указаниям предыдущего параграфа:

1) максимальное перемещение, принятое по линейному спектру;

2) перемещение, при котором площадь под скелетной кривой нелинейной системы равна $\frac{1}{2} M \max V^2$, где M — масса нелинейной системы, а $\max V$ — максимальная из скоростей или псевдоскоростей всех линейных систем;

3) перемещение, при котором ускорение, в соответствии со скелетной кривой, равно максимальному спектральному ускорению.

Допустим, что скелетная кривая соответствует рисунку 5.2, масса системы равна $300 \text{ lb in}^{-1} \text{ sec}^2$, эквивалентное вязкое затухание составляет 10% критического, и мы хотим найти верхнюю границу для реакции системы при действии составляющей «север — юг» землетрясения 1940 года в Эль-Центро. Пользуясь спектральной кривой для 10%-ного затухания (рис. 3.4), находим, что максимальное перемещение составляет 11,3 in, максимальная псевдоскорость — 26 in/sec, а максимальное спектральное ускорение — 295 in/sec². Отсюда можно сделать вывод, что $D \leq 11,3 \text{ in}$. Поскольку при площади под кривой на рис. 5.2, равной $\frac{1}{2} \cdot 300 \cdot 26^2 = 101\,400 \text{ in lb}$, перемещение составляет 3,7 in, заключаем, что $D \leq 3,7 \text{ in}$. И, наконец, поскольку перемещению, равному 6,8 in, соответствует сила 88 500 lb и, следовательно, ускорение $88\,500/300 = 295 \text{ in/sec}^2$, находим также, что $D \leq 6,8$.

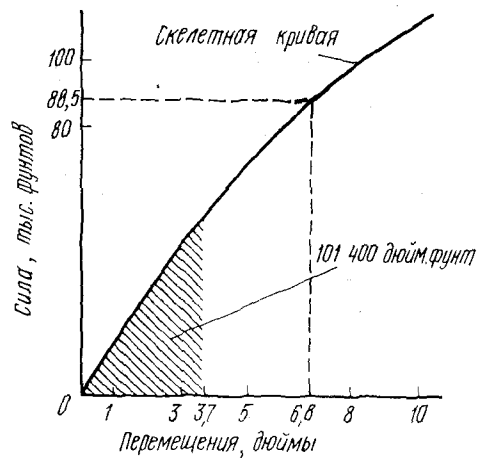


Рис. 5.2. Пример скелетной кривой для нелинейной системы

Поэтому окончательно $D \leq 3,7 \text{ in}$.

Верхняя граница, найденная таким способом, часто оказывается сильно завышенной, но иногда может быть и слегка заниженной. Последнее возможно при практически не имеющих затухания нелинейных упругих системах, секущая жесткость которых быстро уменьшается вместе с амплитудой.

Подтверждение изложенного метода определения приближенных верхних границ можно получить из уравнения

(5.4), дополнив его еще двумя аналогичными уравнениями: для квадратного корня из энергии деформации и для абсолютного ускорения. Значение левой части этого уравнения не будет больше, чем значение правой, если в последней заменить D' на $\max D$. Это справедливо и для двух других аналогичных уравнений.

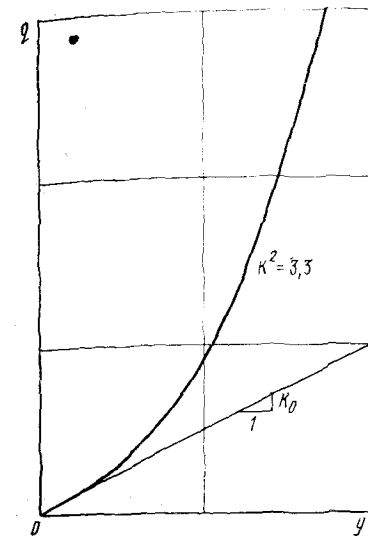


Рис. 5.3. Кривая сила — перемещение, соответствующая уравнению (5.7)

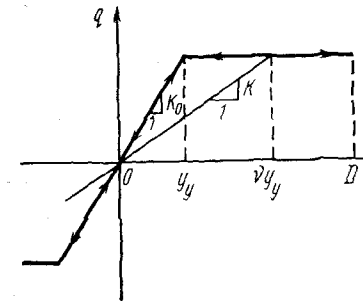


Рис. 5.4. Спектры упругих нелинейных систем

a — приближенная верхняя граница; б — результаты применения уравнения (5.9); в — сглаженный линейный спектр



Рис. 5.5. Кривая сила — перемещение для билинейной упругой системы с нулевой жесткостью во второй ветви

В некоторых последующих примерах оценим точность верхней границы, а также точность описанного выше упрощенного метода.

5.3.3. Упругие системы. Рассмотрим два примера нелинейных упругих систем без затухания. Первый тип соответствует упрочняющимся системам, для которых зависимость сила — деформация выражается полиномом третьей степени:

$$q = (1 + k^2 y^2) K_0 y. \quad (5.7)$$

Здесь q — сила, соответствующая нелинейным упругим деформациям, K_0 — жесткость при малых деформациях, y — деформация и k — константа (рис. 5.3).

Практически такая зависимость обычно связана с геометрической нелинейностью. Она точно отражает соотношение сила —

деформация для натянутого троса с неизменным расстоянием между опорами, нагруженного поперечной силой в середине пролета. Это соотношение характерно также для работы висячих мостов. Данные о спектрах ускорений и скоростей для таких систем имеются в литературе (Murphy and Byscroft, 1956).

Прежде всего сопоставим общий метод с этими данными. Как и при любых упругих системах без затухания, уравнение (5.6) дает $\xi' = 0$. Из уравнения (5.7) находим в данном случае

$$K = \frac{q}{y} = (1 + k^2 y^2) K_0.$$

Период собственных колебаний будет равен при малых колебаниях

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_0}} \quad (5.8)$$

Из уравнения (5.5) следует:

$$\frac{T}{T_0} = \frac{1}{D} \int_0^D (1 + k^2 y^2)^{-1/2} dy = \frac{1}{kD} \ln (kD + \sqrt{1 + k^2 D^2}). \quad (5.9)$$

Чтобы сравнить результаты, примем $k^2 = 3,3$, что соответствует наибольшему значению этого коэффициента, для которого имеются данные о реакциях нелинейных систем. Сглаживая линейный спектр и применяя уравнение (5.9), получим кривые, приведенные на рис. 5.4. Рисунок позволяет сделать вывод об удовлетворительном совпадении результатов. На рисунке приведены также верхние границы, найденные указанным выше способом. В некоторых областях начальных периодов собственных колебаний эти границы оказываются сильно завышенными.

Вторая группа упругих систем, которую мы рассмотрим, — это билинейные системы с нулевой жесткостью во второй ветви (рис. 5.5):

$$q = K_0 y \text{ при } |y| \leq y_y, \quad q = K_0 y_y \text{ при } |y| \geq y_y.$$

Здесь y_y — деформация, соответствующая пределу текучести.

Эти условия весьма близки к работе некоторых типов предварительно напряженных железобетонных рам, разрушение которых происходит от растяжения при изгибе. В таких конструкциях отклонение от линейной работы связано главным образом с раскрытием трещин при изгибе. Эти трещины вновь закрываются при разгрузке. В действительности рамы этого типа имеют тонкие петли гистерезиса (см. например, Spenser, 1968 и 1969), тем не менее использованная модель дает возможность получить представление о работе реальных конструкций.

При $|y| \leq y_y$ период собственных колебаний по-прежнему выражается уравнением (5.8). Для больших деформаций

$$\frac{K}{K_0} = \frac{1}{v},$$

где $v = y/y_y$.

Обозначая $\mu = D/y_y$, где μ — коэффициент пластичности, представим уравнение (5.5) в виде

$$\frac{T'}{T_0} = \frac{1}{\mu} \left(1 + \int_0^\mu v^{1/2} dv \right) = \frac{1}{3\mu} (1 + 2\mu^{3/2}). \quad (5.10)$$

Это выражение позволяет оценить реакции рассматриваемых нелинейных систем, заданных своим коэффициентом пластичности, по спектру линейных систем без затухания. С его помощью можно также получить общее представление о нелинейных спектрах этих реакций при землетрясениях второго типа.

Пусть T_{av} означает тот период на логарифмическом графике спектров псевдоскоростей, при котором пересекаются прямые линии, соответствующие максимальному ускорению грунта a и максимальной скорости v , а T_{vd} — период, при котором пересекаются v и максимальное перемещение грунта d . Тогда

$$T_{av} = \frac{2\pi v}{a}; \quad T_{vd} = \frac{2\pi d}{v}.$$

Мы знаем, что при $T \ll T_{av}$, линейный спектр дает почти постоянное ускорение, приближающееся к a с приближением T к нулю. В этой области линейное спектральное перемещение приближенно пропорционально T^2 . Следовательно, обозначив это перемещение D_0 , можно написать:

$$\frac{D}{D_0} \approx \left(\frac{T'}{T_0} \right)^2, \quad (5.11)$$

где T'/T_0 находится из уравнения (5.10).

При $T_{av} < T < T_{vd}$ спектральную псевдоскорость линейных систем можно приближенно считать независимой от периода собственных колебаний. Поэтому если T_0 расположен между T_{av} и T_{vd} , а $T_0 \sqrt{\mu}$ ненамного больше, чем T_{vd} , то будет справедливо

$$\frac{D}{D_0} \approx \frac{T'}{T_0}. \quad (5.12)$$

При $T_{vd} \ll T$ спектральное перемещение линейных систем почти не зависит от периода и приближается к d с приближением T к бесконечности. Следовательно, при $T_{vd} \leq T_0$

$$\frac{D}{D_0} \approx 1. \quad (5.13)$$

Если μ относительно велико, а T_0 лежит между T_{av} и T_{vd} , но не намного ближе к T_{av} , чем к T_{vd} , то на нелинейное спектральное перемещение окажут значительное влияние значения реакций эквивалентных линейных систем в области $T > T_{vd}$. Поэтому значение D/D_0 будет промежуточным между его значениями по уравнению (5.12) и уравнению (5.13). Аналогично, если T_0 не-

много меньше, чем T_{av} , то значение D/D_0 будет промежуточным между его значениями по уравнениям (5.11) и (5.12).

При $T_{av} \leq T_0 \ll T_{vd}$ было бы целесообразнее выбрать для усреднения реакций эквивалентных линейных систем не перемещения, а псевдоскорости. При этом поскольку ожидаемые значения максимальной энергии перемещений в области $T_{av} < T < T_{vd}$ можно приближенно считать независимыми от T , мы получили бы такое значение D , при котором площадь под основной кривой равна соответствующей площади под графиком зависимости сила — деформация для линейной системы. Исходя из этого критерия, находим:

$$\frac{D}{D_0} \approx \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}}. \quad (5.14)$$

Для всей области возможных значений коэффициента пластичности это выражение дает по сравнению с уравнением (5.12) разницу менее 7%.

При $T_0 \ll T_{av}$ можно было вместо перемещений рассматривать спектральное ускорение. Это привело бы нас к выводу, что при любом μ спектральное ускорение рассматриваемой системы равно спектральному ускорению линейной системы с периодом собственных колебаний T_0 . Следовательно,

$$\frac{D}{D_0} \approx \mu. \quad (5.15)$$

При больших значениях коэффициента пластичности это уравнение дает результаты, значительно отличающиеся от результатов уравнения (5.11). Согласно уравнению (5.11), при μ , стремящемся к бесконечности, отношение спектральных деформаций D/D_0 асимптотически приближается к значению $4\mu/9$, в то время как по уравнению (5.15) оно остается равным μ .

Приближенным верхним пределом для D является наименьшее из следующих перемещений:

$$\max D_0(T); \quad \frac{T_0 \mu}{2\pi \sqrt{2\mu - 1}} \max V_0(T); \quad \left(\frac{T_0}{2\pi}\right)^2 \mu \max A_0(T),$$

где нулевой индекс указывает, что соответствующие величины относятся к линейным спектрам без затухания.

Для возможности сравнения обратимся к реакциям сооружений рассматриваемого типа при воздействиях, соответствующих первым 6,29 с записи землетрясения в Эль-Центро (составляющая «север—юг»)¹. Для этого отрезка записи $T_{av}=0,70$ с и $T_{ad}=3,84$ с. Следовательно, при $T_0=2,86$ с можно ожидать, что уравнение (5.13) окажется достаточно точным для больших μ и даст небольшую погрешность в сторону запаса для малых. На рис. 5.6, а показано очень хорошее совпадение результатов.

¹ Реакции подсчитаны Биелаком (1966).

При $T_0=0,57$ с отношение D/D_0 должно для малых коэффициентов приближаться к значениям уравнения (5.12) или (5.14), а для больших коэффициентов пластичности — стремиться к значениям уравнения (5.13). Это в основном подтверждается рис. 5.6, б. На участке, примыкающем к области коротких периодов, имеются данные для $T_0=0,167$ с. Как видно из рис. 5.6, в,

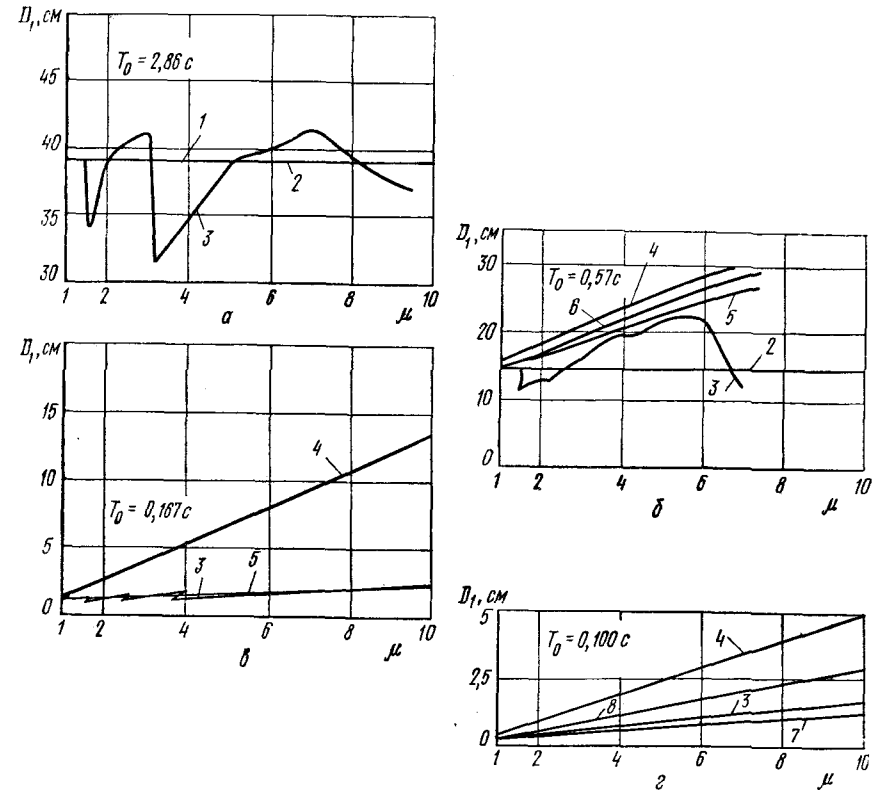


Рис. 5.6. Спектры реакций билинейных систем (реальные спектры — по данным Биелака, 1966)

1 — верхняя граница; 2 — по уравнению (5.13); 3 — по фактическим данным; 4 — приближенная верхняя граница; 5 — по уравнению (5.12); 6 — по уравнению (5.14); 7 — по уравнению (5.11); 8 — по уравнению (5.15)

уравнение (5.12) и в этом случае дает удовлетворительные результаты.

Наконец, при относительно коротком периоде собственных колебаний $T_0=0,10$ с данные, соответствующие записи, занимают промежуточное положение между данными уравнений (5.11) и (5.15), но расположены значительно ближе к первым из них (рис. 5.6, г). На рисунках указаны также приближенные верхние границы. В основном эти границы существенно завышают факти-

ческие перемещения нелинейных систем, особенно для очень длинных и очень коротких начальных периодов собственных колебаний.

В некоторых областях значений коэффициента пластичности фактические реакции на рис. 5.6, а превосходят приближенную верхнюю границу. Это связано с почти синхронным увеличением преобладающих периодов колебаний землетрясения и снижением текущей жесткости сооружения.

Аналогично можно объяснить результаты численного исследования работы упругих билинейных систем с одной степенью

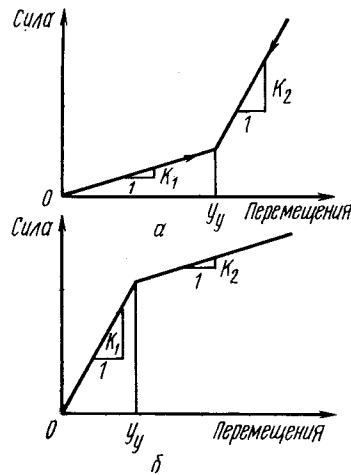


Рис. 5.7. Билинейные системы с упрочнением и разупрочнением

свободы при реальных или моделированных сейсмических воздействиях. Пусть K_1 и K_2 означают соответственно жесткость при малых и больших деформациях. Тогда условия $K_1 < K_2$ и $K_1 > K_2$ определяют соответственно упрочняющуюся (рис. 5.7, а) и разупрочняющуюся (рис. 5.7, б) системы. Пусть, далее, y_y означает перемещение, соответствующее перелому кривой сила — перемещение. Если y_y приближается к спектральному перемещению D_1 , соответствующему жесткости K_1 , то максимальное перемещение билинейной системы D также приближается к D_1 . Если y_y приближается к нулю, то D приближается к спектральному перемещению D_2 , соответствующему жесткости K_2 . Что касается промежуточной области ($0 < y_y < D_1$), то, как установлено, при возмущениях, соответствующих записям реальных землетрясений, D в среднем значительно меньше $\min(D_1, D_2)$ в упрочняющихся системах и значительно больше $\max(D_1, D_2)$ в разупрочняющихся (Yeh and Ydo, 1969; Yau, 1969). Однако если возмущение представляет собой моделированное землетрясение с относительным распределением частот, не зависящим от времени (нестационарный «дробный шум»), то при изменении y_y в пределах от D_2 до нуля D постепенно меняется в пределах между D_1 и D_2 (Yeh, 1969; Yau, 1969).

5.3.4. Упругопластические системы. Рассмотрим теперь классические упругопластические системы, обладающие гистерезисом. Форма кривой сила — перемещение для таких систем представлена на рис. 5.8.

Чтобы применить упрощенный метод анализа, найдем сначала из уравнения (5.5) эквивалентный период. Мы придем при этом к уравнению (5.10), так как основная кривая в данном слу-

чае совпадает с этой кривой для только что рассмотренных билинейных упругих систем. Если отсутствует рассеяние энергии, зависящее от скорости деформации, то уравнение (5.6) дает следующее значение эквивалентного коэффициента затухания:

$$\xi' = \frac{1}{2\pi D} \int_{y_y}^D \frac{4(y - y_y) K_0 y_y}{(K_0 y_y / y) y^2} dy = \frac{2}{\pi \mu} \int_1^{\mu} \left(1 - \frac{1}{v}\right) dv = \frac{2(\mu - 1 - \ln \mu)}{\pi \mu}. \quad (5.16)$$

В соответствии с этим выражением коэффициент затухания монотонно возрастает вместе с коэффициентом пластичности и стремится к 0,637 при стремлении μ к бесконечности.

Чтобы оценить точность предложенного метода, прежде всего сравним его с реакциями, соответствующими первым 6,29 с записи землетрясения в Эль-Центро, которую мы уже использовали ранее. При этом следует начать с оценки продолжительности эквивалентного белого шума, что позволяет учесть влияние затухания. На основе приведенных Биелаком (1966) усредненных спектров систем с вязким затуханием мы получили (исключая из рассмотрения реакции очень жестких систем) результаты, представленные на рис. 5.9. Здесь дано сравнение корректирующего множителя, учитывающего затухание в линейных системах, со значениями ожидаемых реакций, принятых по рис. 3.3. Сравнение показывает, что использование эквивалентного белого шума продолжительностью 6,29 с дает удовлетворительные результаты.

Используя для подсчета корректирующих множителей эту кривую и теорию, изложенную в гл. 3, а также учитывая коэффициент затухания по уравнению (5.16), можно получить теоретические значения реакций в упругопластических системах, приведенные на рис. 5.10. Они были найдены путем уменьшения те-

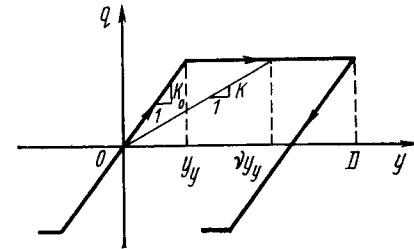


Рис. 5.8. Кривая сила — перемещение упругопластической системы

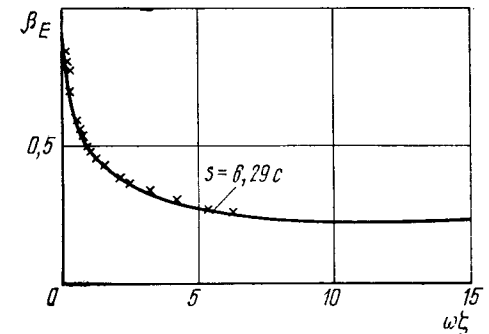


Рис. 5.9. Корректирующий множитель, учитывающий затухание, для первых 6,29 с записи землетрясения в Эль-Центро и аналогичный множитель для эквивалентного отрезка белого шума продолжительностью 6,29 с

оретических значений реакций в билинейных системах, показанных на рис. 5.6. На рис. 5.10 они сравниваются с фактическими значениями максимальных деформаций в упругопластических системах, вычисленными по данным Биелака (1966). Все перемещения отнесены к какому-либо значению линейного спектра без затухания, связанному с определенным собственным перио-

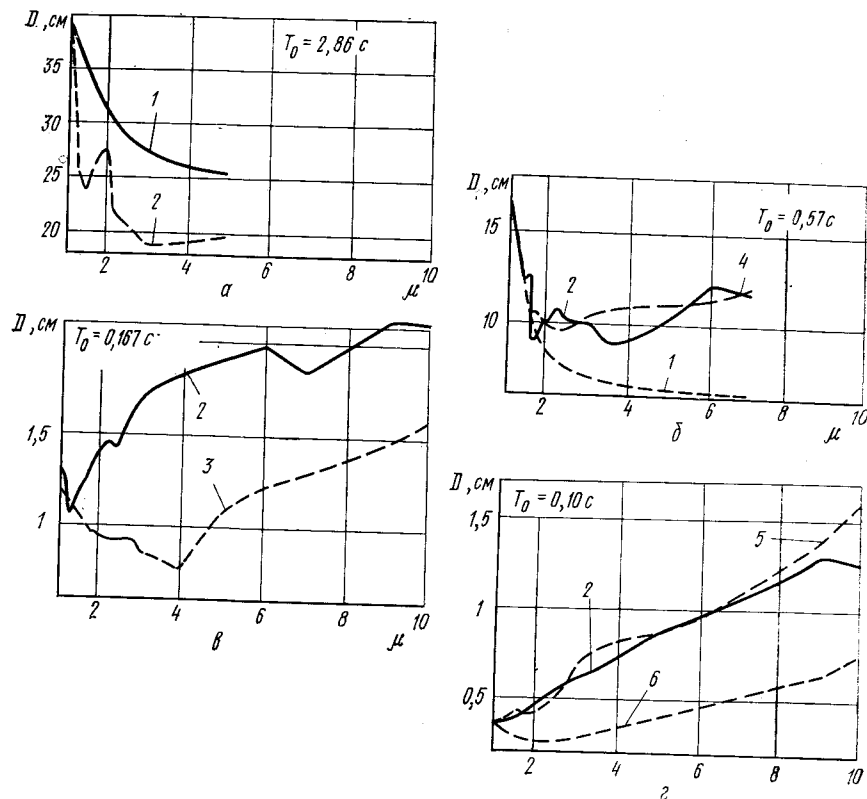


Рис. 5.10. Спектры реакций для упругопластических систем (реальные спектры — по данным Биелака, 1966):

1 — по уравнениям (5.16) и (5.13); 2 — по фактическим данным; 3 — по уравнениям (5.16) и (5.12); 4 — по уравнениям (5.16) и (5.14); 5 — по уравнениям (5.16) и (5.15); 6 — по уравнениям (5.16) и (5.11)

дом для малых колебаний. Эти периоды выбраны такими же, как и в случае билинейных упругих систем. Совпадение теоретических и фактических значений реакций достаточно хорошее.

При больших начальных периодах собственных колебаний влияние затухания невелико. Следовательно, в этой области разница между теоретическими значениями реакций билинейных и упругопластических систем с одинаковым начальным периодом

собственных колебаний также невелика. С учетом сделанных выше замечаний относительно весовых множителей в уравнении (5.4) эта разница должна быть еще меньше. Действительно, в очень гибких сооружениях реакции достигают максимальных значений после монотонного возрастания перемещения как функции времени. Для таких сооружений не должно быть эквивалентного затухания, связанного с гистерезисом, поскольку имеет значение только их «скелетная» кривая.

Рассмотрим теперь полную запись все той же составляющей землетрясения 1940 г. в Эль-Центро, не учитывающую, как и ранее, фактического вязкого затухания. Поступая так же, как в предыдущем примере, находим эквивалентный белый шум продолжительностью 15 с. Далее используем полученные Велетсом и Ньюмарком (1960) спектры линейных систем, сглаживая их, чтобы избавиться от резких пиков, и дополним эти данные подсчетами (см. гл. 3). Сравнение вычисленных и сглаженных фактических спектров упругопластических систем приведено на рис. 5.11.

Наконец, применим тот же упрощенный метод к спектрам упругопластических систем, имеющих наряду с нелинейным упругим элементом демпфирующее устройство. Согласно уравнению (5.16), необходимо, кроме эквивалентного затухания, соответствующего этому уравнению, учесть также среднее значение коэффициента затухания, связанного со скоростью деформации. При любом уровне деформации этот коэффициент обратно пропорционален квадратному корню из секущей жесткости:

$$\zeta' = \frac{\zeta_0}{\mu} \left(1 + \int_1^{\mu} \sqrt{v} dv \right) = \frac{\zeta_0}{3\mu} (1 + 2\mu^{3/2}), \quad (5.17)$$

где ζ_0 — коэффициент затухания для линейной области.

Суммируя эквивалентные коэффициенты затухания, соответствующие уравнениям (5.16) и (5.17), и поступая затем так же, как мы поступали при $\zeta_0 = 0$, получим кривые для $\zeta = 0,1$, приведенные на рис. 5.12. Рис. 5.11 и 5.12 свидетельствуют об удовлетворительном совпадении между теоретическими и фактическими спектрами упругопластических систем, хотя для систем без затухания данный критерий приводит к некоторому запасу.

При землетрясениях второго типа к упругопластическим системам может быть применен еще более простой метод при условии, что значение μ не больше 10, а период T_0 не слишком мал. При данной продолжительности s эквивалентного белого шума и данных значениях T_{av} и T_{vd} существует большая область периодов собственных колебаний, в которой уменьшение реакции, связанное с затуханием, эквивалентным гистерезису [уравнение (5.16)], несколько сильнее, чем ее возрастание¹, связанное с уд-

¹ Речь здесь идет о перемещениях. (Прим. науч. ред.)

линией эквивалентного периода относительно периода собственных колебаний при линейной работе [уравнение (5.10)]. При $s \gg T_{av}$ эта область охватывает все периоды собственных колебаний, превышающие T_{av} . Если в качестве линейной системы, эквивалентной заданной, мы примем систему, у которой значения периода собственных колебаний и коэффициента затухания совпадают со значениями этих величин для линейно-

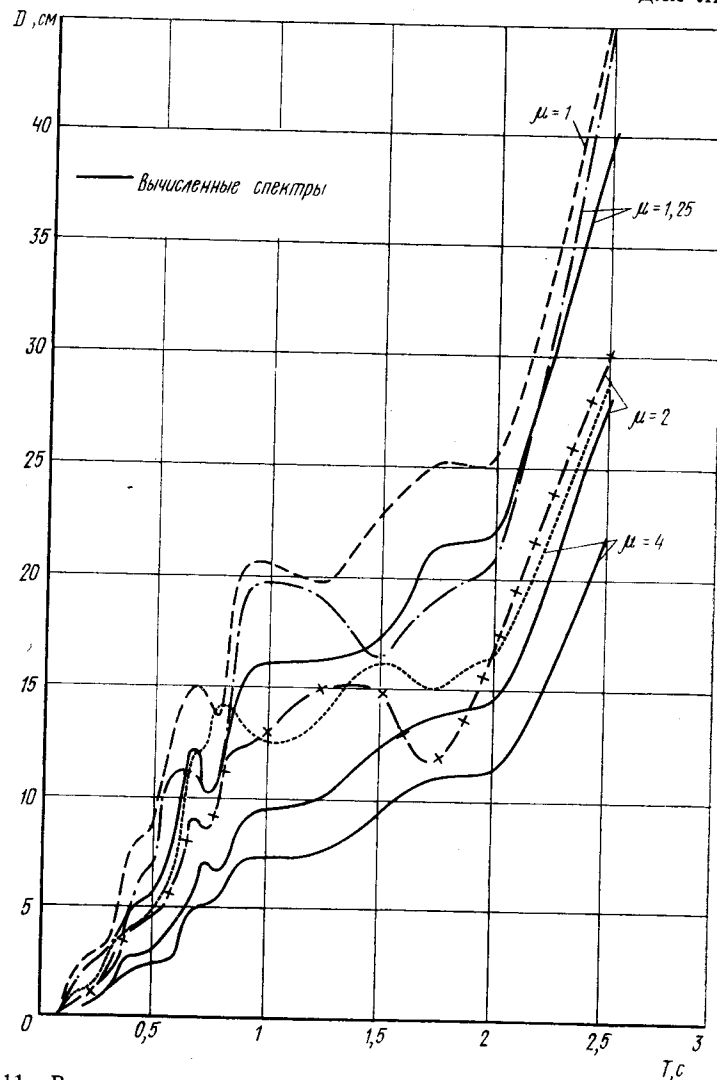


Рис. 5.11. Вычисленные и фактические спектры упругопластических систем без затухания. Полная запись землетрясения 1940 г. в Эль-Центро, составляющая «север-юг» (— фактические спектры — по данным Велетсосу и Ньюмарка, 1960).

го участка упругопластической системы, то приходим к выводу, что в указанной области периодов собственных колебаний можно с некоторым запасом считать ожидаемые максимальные перемещения упругопластической системы равными перемещениям эквивалентной линейной системы. Это подтверждается сравнением

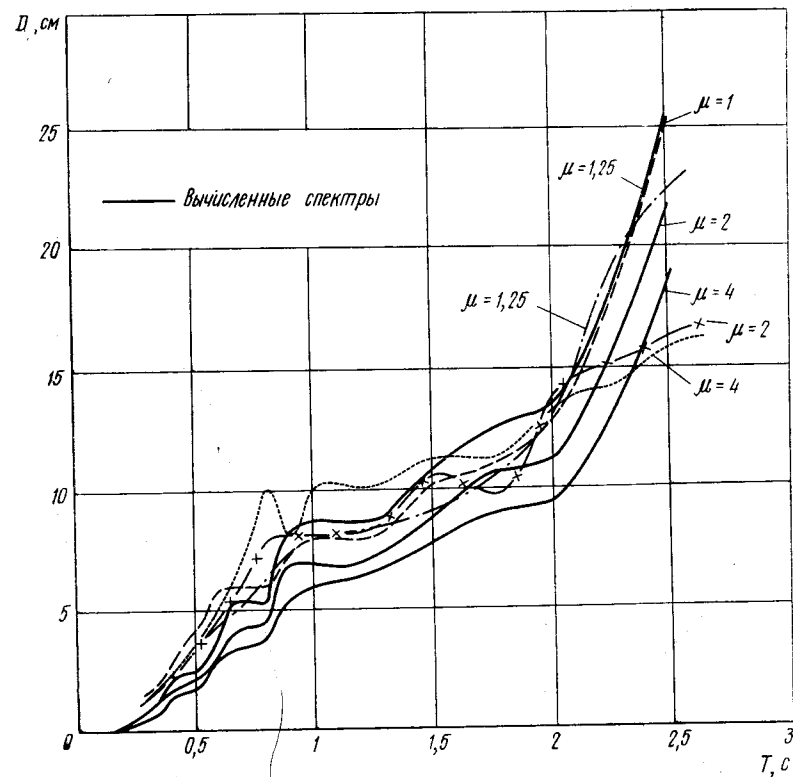


Рис. 5.12. Вычисленные и фактические спектры упругопластических систем с затуханием. Полная запись землетрясения 1940 г. в Эль-Центро при коэффициенте затухания 0,1 (— фактические спектры — по данным Велетсосу и Ньюмарка, 1960).

соответствующих спектров на рис. 5.13. Заметим, что этот рисунок непосредственно дает значения максимальных перемещений; спектральные ускорения получают делением на μ величин, приведенных на графике. Спектральные скорости в упругопластических системах не допускают столь простой интерпретации¹.

¹ Соответствующие кривые Велетсосу и Ньюмарка (1960) дают непосредственно спектральные ускорения. Спектральные перемещения находят умножением на значение μ упругих спектральных составляющих перемещения, приведенных для этой цели.

Если условие $s \gg T_{av}$ не соблюдается, то область периодов собственных колебаний, в которой указанное в предыдущем абзаце приближенное равенство имеет определенный запас, сдвигается в сторону больших значений T_0 . Это, в частности, относится к реакциям, соответствующим первым 6,29 с записи землетрясения в Эль-Центро, что видно из рис. 5.10.

В тех случаях, когда диссипация энергии, связанная с гистерезисом, и диссипация, связанная с умеренным вязким затуха-

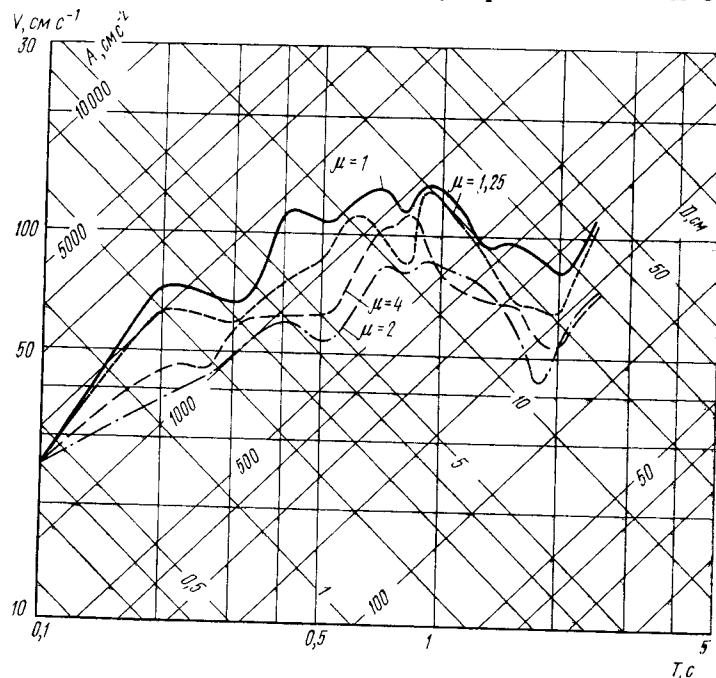


Рис. 5.13. Сравнение спектров упругопластических систем без затухания (по данным Велетсоса и Ньюмарка, 1960)

нием, накладываются друг на друга, значения реакций упругопластической системы еще более приближаются к их значениям в эквивалентной линейной системе, характеристики которой совпадают с характеристиками линейной ветви упругопластической системы. Это отчетливо выявляется из рис. 5.14. Причина состоит в том, что при учете общего эквивалентного затухания значение корректирующего множителя оказывается большим, чем произведение отдельных множителей, соответствующих затуханию от вязкого сопротивления и гистерезиса. Эффект комбинированного затухания снижает величину реакций в меньшей степени, чем произведение отдельных эффектов, и этим компенсируется некоторый запас, которым обладает для систем без вязкого затухания приведенный выше критерий.

Обоснованность этого критерия подтверждается многими исследованиями (см., например, Veletsos, Newmark and Chelapati, 1965). Тем не менее его следует применять с известной осторожностью, так как для широкой области периодов колебаний он приводит к погрешностям не в сторону запаса, если продолжительность землетрясения сравнительно невелика, и всегда дает погрешность также не в запас для очень жестких сооружений.

Велетсос объясняет работу упругопластических систем обычного типа следующим образом. Основным отличием этих систем

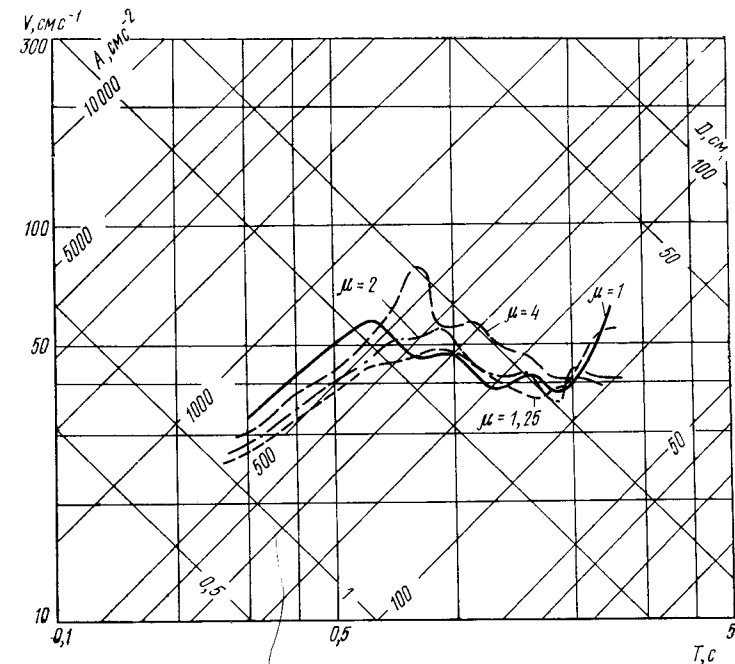


Рис. 5.14. Сравнение спектров для упругопластических систем при коэффициенте затухания 0,1 (по данным Велетсоса и Ньюмарка, 1960)

от линейных систем, имеющих такой же начальный период собственных колебаний и такой же коэффициент затухания, является их меньшая реальная жесткость. Кроме того, они обладают затуханием, связанным с гистерезисом. В области очень длинных начальных периодов собственных колебаний длина периода и степень затухания не оказывают влияния на значения реакций. Поэтому линейные и нелинейные спектры в этой области практически совпадают.

В области начальных периодов, лежащей между T_{av} и T_{vd} , значения реакций упругопластических систем стремятся к возрастанию вследствие удлинения периодов собственных колебаний, однако это возрастание более чем компенсируется гистерезисом.

зисным затуханием. В результате этого реакции упругопластических систем оказываются в среднем несколько меньше реакций соответствующих линейных систем. При некоторых землетрясениях малой продолжительности, например типа 1, неупругие реакции в этой области могут быть намного меньше соответствующих реакций линейных систем (Poceski, 1969).

Наконец, при очень коротких начальных периодах решающим фактором становятся периоды собственных колебаний, вследствие чего в этой области неупругие спектральные ordinаты обычно превышают соответствующие ordinаты спектров линейных систем.

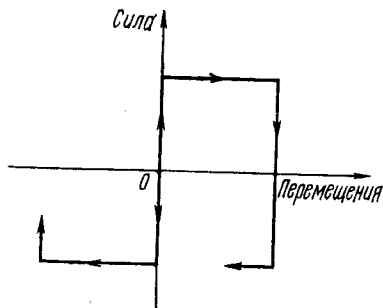


Рис. 5.15. Сила — перемещение для жесткопластической системы

5.3.5. Жесткопластические системы. Особый случай упругопластических систем, соответствующий $K_0 = \infty$ (рис. 5.15), заслуживает специального рассмотрения. Коэффициент пластичности таких систем равен либо бесконечности, либо единице — в зависимости от того, достигает или не достигает максимальное ускорение грунта той величины, при которой в системе возникает текучесть.

В этом случае мы не можем применить эквивалентную линейную систему с такими же характеристиками, какие имеет нелинейная система при малых деформациях. Поэтому применим упрощенный вариант уже рассмотренного более общего метода.

Мы можем записать значение силы, при которой возникает текучесть системы, в виде AM , где A — ускорение грунта, соответствующее возникновению текучести, а M — масса системы. Тогда начальная жесткость упругопластической системы будет AM/y_y , а для начального периода собственных колебаний получим выражение:

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{y_y}{A}} = 2\pi \sqrt{\frac{D}{A\mu}},$$

где D — максимальная деформация.

Подставляя это значение в уравнение (5.10) и полагая, что μ стремится к бесконечности, найдем эквивалентный период собственных колебаний жесткопластической системы:

Пензиен и Лиу установили (1969), что при возмущениях в виде отрезков стационарного гауссовского процесса распределение вероятностей для реакций упруго-пластических систем может быть довольно точно аппроксимировано экстремальным распределением типа 1. Коэффициент вариации при этом существенно выше, чем для линейных систем с тем же начальным коэффициентом затухания.

$$T' = \frac{4\pi}{3} \sqrt{\frac{D}{A}}. \quad (5.18)$$

В соответствии с уравнением (5.16) найдем для конструкций этого типа $\zeta' = 0,637$.

Если $A > a$, конструкция при землетрясении не деформируется. Если $A \leq a$, а $T_{av} \leq T' \leq T_{vd}$, то $V \simeq v$ при $\zeta = 0,25$ (см. гл. 1). Следовательно, при $\zeta' = 0,637$, $V \simeq (0,25/0,637)^{0,4} v = 0,69 v$. Но $D = (T'/2\pi) V$. Поэтому $D \simeq 0,11 v T'$. Подставляя это значение в (5.18) и решая полученное уравнение относительно T' , найдем: $T' = 1,93 v/A$. Отсюда

$$D \simeq 0,21 \frac{v^2}{A}.$$

С другой стороны, приравнявая значения энергии деформации, получаем:

$$D = \frac{0,69^2 v^2}{2A} = 0,24 \frac{v^2}{A}.$$

При $A \leq a$ максимальную деформацию можно оценить следующим образом (Newmark, 1965 а, в и 1970). Рассмотрим воздействие прямоугольного импульса ускорения с амплитудой a и продолжительностью v/a (рис. 5.16, а). Диаграмма скорости грунта показана сплошной линией на рис. 5.16, б. Скорости на диаграмме должны быть уменьшены за счет замедления, связанного с A (пунктирная линия). Пересечение обеих линий соответствует равенству абсолютных скоростей сооружения и грунта и, следовательно, прекращению деформирования. Это происходит при $t = v/A$. Отсюда следует, что максимальная деформация, соответствующая заштрихованной части диаграммы, равна:

$$D = \frac{v}{2} \cdot \frac{v}{A} - \frac{v}{2} \cdot \frac{v}{a} = \frac{v^2}{2A} \left(1 - \frac{A}{a}\right). \quad (5.19)$$

Это выражение может быть использовано для оценки максимальной деформации при землетрясении с максимальным ускорением a и максимальной скоростью v . Однако если найденное из уравнения (5.19) значение D превышает максимальное перемещение грунта d , то следует принять $D = d$.

На рис. 5.17 дано сравнение перемещений, полученных с помощью этого критерия, с перемещениями от четырех землетрясений типа 2, в записях которых масштабы ускорения и времени были нормализованы с тем, чтобы получить $a = 0,5 g$ (g — ускорение силы тяжести) и $v = 30$ in/sec. Как видно из рисунка, критерий дает при оценке ожидаемых деформаций некоторый запас, а соотношение $D = 0,24 v^2/A$ дает для $E(D)$ удовлетворительную оценку в широком диапазоне значений A/a .

5.3.6. Системы типа «мейзинг». К мейзинг-системам относится широкий класс систем с гистерезисом. Напомним¹, что если уравнение скелетной кривой для такой системы задано в виде

$$q = q_0(y), \quad (5.20)$$

то кривые разгрузки и повторной нагрузки, начинающиеся в точке (q_1, y_1) , имеют вид

$$\frac{|q - q_1|}{2} = q_0\left(\frac{|y - y_1|}{2}\right) \quad (5.21)$$

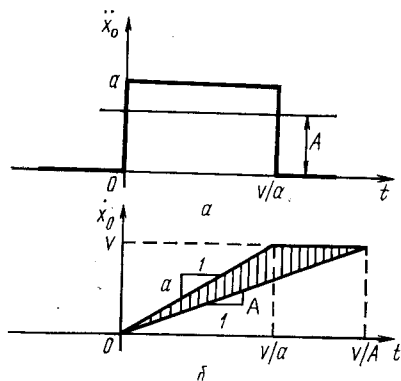


Рис. 5.16. Прямоугольный импульс
а — акселерограмма; б — диаграмма скорости

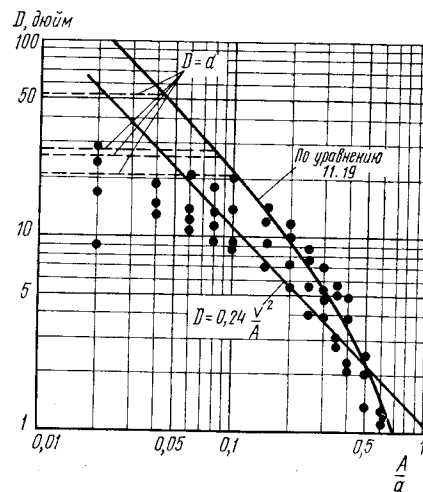


Рис. 5.17. Вычисленные и фактические перемещения жесткопластических систем

для каждой пары значений y_1, q_1 , но если кривая (5.21) пересекается с кривой сила — перемещение предыдущего цикла, то, начиная с точки пересечения, она следует вдоль последней.

Модель сооружения, представляющего собой мейзинг-систему, приведена на рис. 5.18, а (Herrera, 1965; Lazan, 1968; см. также Iwan, 1969). В простейшем случае (см. рис. 5.18, б) работа этой модели соответствует работе упругопластической системы. Многие классические типы зависимости сила — перемещение могут рассматриваться как частные случаи работы мейзинг-систем.

Рассмотрим сооружение в виде мейзинг-системы, основная кривая которого относится к типу, предложенному Рамбергом и Осгудом (1943):

$$\frac{y}{y_1} = \frac{q}{q_1} + \alpha \left(\frac{q}{q_1} \right)^r. \quad (5.22)$$

Здесь q_1, y_1, α и r — положительные константы.

¹ Более подробное описание этих систем дано в первой части книги, которая не переводилась. (Прим. перев.).

Первые две из них можно рассматривать как параметры, определяющие масштабы сил и деформаций, а последние две характеризуют степень и тип нелинейности (Jennings, 1963). Примем, что уравнение (5.21) определяет кривую в первом квадранте и что эта кривая симметрична относительно начала координат. Соответствующий выбор параметров (см. рис. 5.19) позволяет получить большое число кривых сила — перемещение различного вида. В частности, значение $r = \infty$ определяет упругопластические системы.

Для анализа работы мейзинг-систем, имеющих скелетную кривую типа (5.22), рассматривались воздействия моделированных землетрясений с использованием метода Монте-Карло (Jennings, 1963). Однако результаты исследований не позволяют сделать непосредственных выводов. Тем не менее, учитывая сходство этих систем с упругопластическими, можно утверждать, что выводы, сделанные нами относительно последних, окажутся не в меньшей мере справедливы для мейзинг-систем, подчиняющихся уравнению (5.22), при условии, что характеристики эквивалентной линейной системы будут выбраны так, чтобы они совпали с теми характеристиками, к которым стремится мейзинг-система при приближении амплитуды колебаний к нулю.

Такое определение эквивалентной линейной системы позволяет пред-

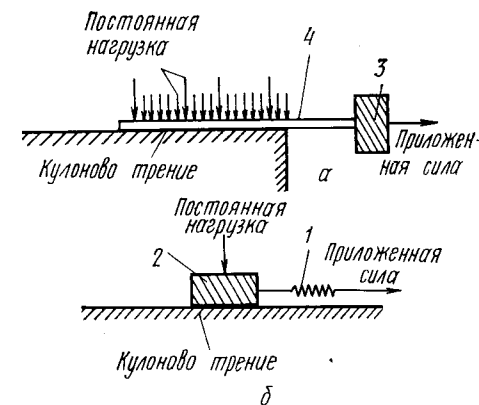


Рис. 5.18. Схематические модели мейзинг-систем

1 — линейно-упругая пружина; 2 — жесткий блок; 3 — масса; 4 — линейно-упругий стержень

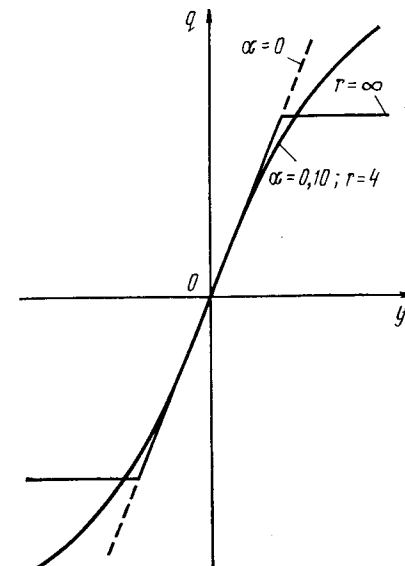


Рис. 5.19. «Скелетная кривая» Рамберга—Осгуда

ложить следующий (несколько завышенный) критерий, применяемый ко всем мейзинг-системам с одной степенью свободы, для которых уравнение основной кривой является промежуточным между уравнением (5.22) и уравнением для упругопластической системы.

Если $T \ll T_{av}$, то $A \cong A_0$.

Если $T_{av} \leq T < T_{va}$, то $W \cong W_0$.

Если $T_{vd} \leq T$, то $D \cong D_0$.

В этих выражениях T — период собственных колебаний эквивалентной системы; $T_{av} = 2\pi v/a$ — абсцисса на логарифмическом спектре, соответствующая пересечению линий a и v , $T_{vd} = 2\pi d/a$ — то же для линий v и d , где a , v и d — максимальные значения ускорения скорости и перемещения грунта; A , W и D — ожидаемые максимальные значения ускорения, энергии деформации и деформации мейзинг-системы; индекс «0» относится к эквивалентной линейной системе.

Имеются данные, указывающие на то, что этот критерий может быть использован при проектировании и в более общем случае, если только скелетная кривая монотонна. Тем не менее для некоторых систем начальная касательная жесткость может оказаться столь высокой, и, следовательно, эквивалентная система — столь жесткой, что данный критерий становится непригодным. Рассмотрим, например, основную кривую следующего вида:

$$q = ky^{1-\beta}, \quad (5.23)$$

где k и β — константы (при $\beta \ll 1$ система становится квазилинейной).

Поскольку при $y=0$ $dg/dy = \infty$, мы не можем использовать эквивалентную линейную систему, характеристики которой совпадают с характеристиками заданной при малых амплитудах. В этом случае мы вынуждены прибегнуть к общему методу анализа. Если $\beta \ll 1$, а значение D не слишком мало, то эквивалентный период собственных колебаний практически от D не зависит. При этом во всех случаях эквивалентный коэффициент затухания строго независим от D .

5.3.7. Системы со снижающейся жесткостью. Реакции сооружений со снижающейся жесткостью при возмущениях, представляющих собой отрезки стационарного гауссовского процесса, были изучены Пензиеном и Лиу (1969)¹. Зависимость сила — перемещение для таких систем приведена на рис. 5.20. При первом нагружении эти системы ведут себя как упругопластические, но при разгрузке и повторной нагрузке их начальная жесткость, как функция достигнутого в предыдущих циклах максимального перемещения, снижается.

¹ Задачи оценки сейсмической реакции систем со снижающейся жесткостью впервые были исследованы в СССР в работах ЦНИИСКА и опубликованы в 1963—1965 гг. За рубежом первые работы этого направления были выполнены Р. Клафом и Джонстоном в 1966—1969 гг. (Прим. науч. ред.).

Распределение вероятностей для максимального перемещения в таких системах может быть довольно точно аппроксимировано экстремальным распределением типа 1. При этом математические ожидания и коэффициенты вариации имеют значения, промежуточные между их значениями для соответствующих линейных и упругопластических систем.

5.3.8. Простая связевая система. Рассмотрим систему с одной степенью свободы, воспринимающую боковые силы с помощью крестовой решетки из двух очень гибких стержней (рис. 5.21). Материал стержней — упругопластический. Если стержни не могут воспринять существенных сжимающих усилий, то при нагрузке, показанной на рисунке, вся сила воспринимается стержнем a . В конечном счете в стержне возникнут пластические деформации, и скелетная кривая при этом будет такой же, как в упругопластической системе (рис. 5.22). Во вре-

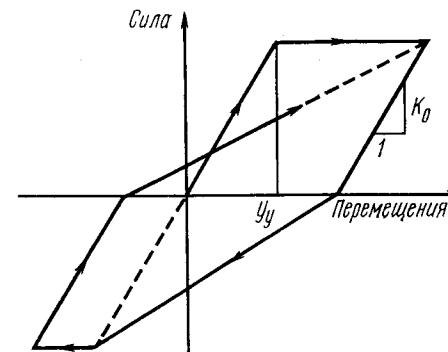


Рис. 5.20. Система со снижающейся жесткостью (Penzien and Lin, 1969).

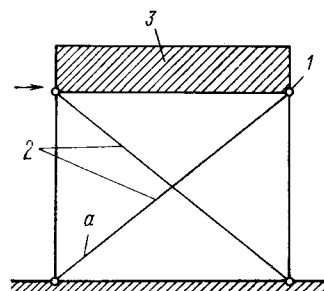


Рис. 5.21. Конструкция с крестовыми связями
1 — шарниры; 2 — связи из упругопластического материала; 3 — жесткая масса

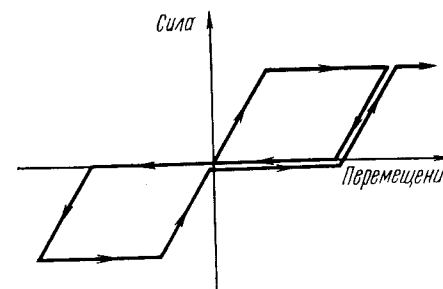


Рис. 5.22. Зависимость сила — перемещение для конструкции на рис. 5.21

мя разгрузки, при деформации, соответствующей нулевым напряжениям в стержне a , горизонтальное перемещение не встретит противодействия системы до тех пор, пока она не минует своего первоначального очертания. После этого действием нагрузки в противоположном направлении будет соответствовать кривая, представляющая собой зеркальное изображение кривой от первоначальной нагрузки относительно начала координат. При по-

следующих циклах нагружения стержни начинают воспринимать нагрузку после того, как деформация в них становится равной максимальным значениям, уже достигнутым ранее в данном направлении без учета упругого восстановления (по-видимому, такой тип работы конструкций был впервые изучен Танабаши и Канета, 1962; см. также Велетсос, 1969).

Аналогично работают такие сооружения, как, например, дымовые трубы на анкерных болтах. Болт после появления в нем текучести от растяжения не воспринимает сжимающих усилий и усилий, возникающих при сопротивлении сооружения опрокидыванию, до тех пор, пока поворот фундамента не достигнет (с тем же знаком) максимального значения, уже достигнутого в предыдущих циклах без учета упругого восстановления.

Применяя общий метод анализа, мы получим для сооружений этого типа такой же эквивалентный период собственных колебаний, как для упругопластических или упругих билинейных систем с аналогичной скелетной кривой [уравнение (5.10)]. Эквивалентный коэффициент затухания составляет половину или менее половины того значения, которое дает уравнение (5.11).

При сравнительно длинных эквивалентных периодах собственных колебаний работа рассматриваемой системы будет близка к работе упругопластической, имеющей вдвое меньший эквивалентный коэффициент затухания, так как по существу и та и другая будут иметь только один или половину цикла гистерезиса. При коротких эквивалентных периодах ζ' будет значительно меньше тех значений, которые дает уравнение (5.11), так как количество циклов окажется большим, а в сооружениях такого типа диссипация энергии, связанная с гистерезисом, происходит только один раз для каждого наибольшего значения деформации. Поэтому работа сооружения будет приближаться к работе упругой билинейной системы с такой же скелетной кривой. При любых начальных периодах собственных колебаний средние спектральные значения реакций в сооружениях этого типа будут промежуточными между их значениями в обычных упругопластических и билинейных системах с одинаковыми скелетными кривыми (см. Veletsos, 1969).

В широком диапазоне периодов собственных колебаний спектры реакций билинейных упругих систем можно подсчитать с удовлетворительной точностью, приняв максимальную энергию деформации системы равной этой энергии в эквивалентной линейной системе, имеющей такие же характеристики, как и заданное сооружение в линейной области. Поэтому данный критерий применим также и для рассматриваемых связей систем при условии, что начальный период их собственных колебаний не будет настолько велик, чтобы спектральные деформации оказались близкими к максимальному перемещению грунта. Этот вывод был в основном подтвержден при замерах максимальных де-

формаций в анкерных болтах дымовых труб (Rosenblueth, 1964 в).

5.3.9. Влияние вертикальных нагрузок. Рассмотрим консольную стойку или одноэтажную раму из упругопластического материала, на которые помимо сейсмической нагрузки действует также вертикальная нагрузка (рис. 5.23). Если пренебречь влиянием вертикальной нагрузки, принять, что вся масса сосредоточена у верха колонн и что все пластические шарниры в раме

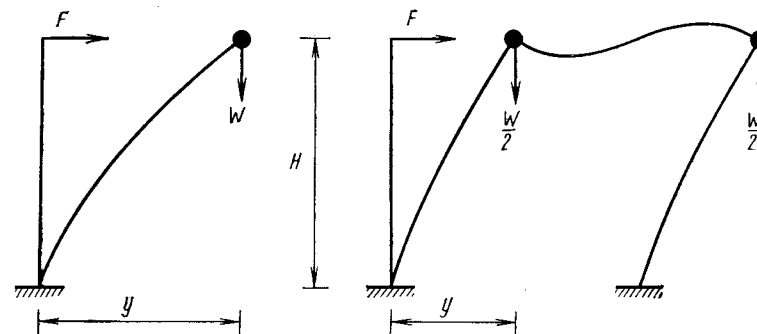


Рис. 5.23. Консольные стойки и одноэтажные рамы под действием горизонтальных и вертикальных нагрузок

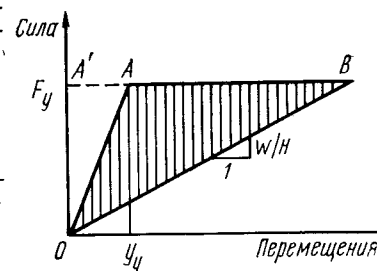


Рис. 5.24. Зависимость сила — перемещение для конструкции из упругопластического материала с учетом влияния вертикальной нагрузки

возникают одновременно, то зависимость сила — перемещение будет иметь вид линии OAB на рис. 5.24. Отрезки OA и AB могут быть представлены как прямые, если максимальный угол поворота системы достаточно мал и ошибкой от замены этого угла его синусом можно пренебречь. Хусид (1967) показал, что при обычных размерах конструкций, максимальные углы поворота, представляющие практический интерес, удовлетворяют этому условию. Соблюдение этого же условия позволяет пренебречь влиянием вертикальных ускорений, вызванных горизонтальными движениями грунта.

Влияние вертикальной нагрузки можно учесть, уменьшив ординаты F линии OAB на величину Wy/H (линия OB на рисунке), где W — нагрузка на конструкцию, y — ее боковая деформация, а H — высота.

Каковы бы ни были сила F_y , соответствующая появлению текучести, и наклон W/H линии, отражающей влияние вертикаль-

ных нагрузок, любая упругопластическая система, на которую действуют возмущения в виде гауссовского процесса достаточной продолжительности, в конце концов разрушается. Обозначим интервал времени до разрушения t_0 . Ожидаемое значение t_0 всегда конечно.

Хусидом (1967 и 1969) были исследованы реакции большого числа сооружений рассматриваемого типа (см. рис. 5.23) при действии моделированных и реальных землетрясений второй группы. Он установил, что среднее время разрушения может быть довольно точно аппроксимировано выражением, которое мы запишем в следующем виде:

$$E(t_0) = \frac{CH}{(BW/F_y)^2}, \quad (5.24)$$

где C — константа; B — величина, пропорциональная среднеквадратичному значению ускорения грунта.

Отношение F_y/W представляет собой ту часть нагрузки, при которой текучесть в сооружении могла бы возникнуть только от статического воздействия (без учета влияния вертикальной нагрузки). Это отношение можно рассматривать как расчетный сейсмический коэффициент.

Уравнение (5.24) можно представить в более удобной форме. Сооружения, исследованные Хусидом, имели начальные периоды собственных колебаний (влияние вертикальной нагрузки не учитывалось) в пределах от 0,5 до 2 с, что соответствует области, представляющей наибольший практический интерес. В этой области спектры псевдоскоростей в среднем почти не зависят от периодов собственных колебаний. Следовательно, энергия деформации, необходимая для разрушения конструкции, также практически не зависит от них. Можно предположить, что количество энергии, возникающее в упругопластической системе за определенный период времени, представляет собой почти постоянную величину. Энергия, отнесенная к единице массы, за промежуток времени t_0 пропорциональна $B^2 t_0$. С другой стороны, если, пользуясь рис. 5.24, не вычитать площадь треугольника OAA' , то максимальная энергия деформации системы, отнесенная к единице массы, будет пропорциональна величинам $(F_y/W)^2$ и H . Практически можно считать несомненным, что разрушение произойдет вскоре после того, как перемещение сооружения достигнет величины, равной абсциссе точки B на рисунке. Поэтому $B^2 t_0$ должно быть пропорционально $(F_y/W)H$, и, следовательно, мы приходим к уравнению (5.24).

Наши рассуждения носят эвристический характер и основаны на допущении, что отрезок $A'A$ намного короче отрезка $A'B$. Такое допущение практически оправдано, поскольку, по данным Хусида (1967), AA' составляет обычно менее $1/30$ и редко превышает $1/10$ от $A'B$. Это объясняется тем, что коэффициент запаса по отношению к упругой потере устойчивости, как правило, весь-

ма велик. Если, однако, указанное допущение не соблюдается, уравнение (5.24) может привести к серьезным ошибкам не в сторону запаса. В том предельном случае, когда точка B приближается к точке A , сооружение оказывается близким к потере устойчивости, если отсутствуют сейсмические воздействия. Иными словами, $E(t_0)$ стремится к нулю.

Хусид установил, что, если принять B равным 2,9 для составляющей «север — юг» землетрясения 1940 г. в Эль-Центро и равным 2,1 для акселерограммы землетрясения 1952 года в Тафте, а H выразить в футах, то значение C в уравнении (5.24) будет равно 2000. Влияние вертикальной составляющей движения грунта на ожидаемое время разрушения оказалось пренебрежимо малым (Husid, 1967).

В билинейных разупрочняющихся системах с гистерезисом, для которых жесткость, соответствующая второму прямому отрезку зависимости сила — перемещение, равна K_2 , величина $E(t_0)$ является возрастающей функцией от K_2 . Если K_2 превышает наклон W/H линии, отражающей на диаграмме сила — перемещение влияние собственного веса (OB на рис. 5.24), то разрушение невозможно. Хусид (1967 и 1969) нашел следующее приближенное эмпирическое соотношение:

$$E(t_0) = \frac{CH}{(BW/F_y)^2 [1 - (K_2 H/W)^{0.8}]}. \quad (5.25)$$

Задачу, связанную с подсчетом распределения вероятностей для t_0 или с определением максимальных реакций применительно к сооружениям рассматриваемого типа, вряд ли можно считать решенной. Тем не менее весьма приближенное решение было получено Хусидом (1967).

Рассмотрим теперь одноэтажную раму с шарнирными опорами и узлами, имеющую два перекрестных раскоса (рис. 5.21), вследствие чего диаграмма сила — перемещение при боковой нагрузке будет в этом случае подобна диаграмме на рис. 5.22. Если при расчете этой системы и аналогичной рамы с жесткими узлами и без раскосов принят один и тот же сейсмический коэффициент F_y/W , а их начальные жесткости равны, то энергия деформации при первом нагружении также будет одинаковой для обеих конструкций. Однако при последующих циклах нагружения рассеяние энергии, связанное с гистерезисом, окажется меньшим для первой из них. Для очень гибких сооружений (с начальным периодом, большим чем T_{vd}) можно ожидать примерно равных значений $E(t_0)$ независимо от типа сооружения. Однако в среднем разрушение в системе с подкосами произойдет раньше, чем в раме с жесткими узлами, причем разница будет существенной, если начальный период собственных колебаний меньше чем T_{av} , и весьма незначительной при промежуточных значениях этого периода.

Можно также ожидать, что поведение рамы с жесткими узлами и связями окажется промежуточным между рамой с жесткими узлами без связей и шарнирной рамой со связями.

5.3.10. Замечания о реакциях симметричных систем с одной степенью свободы. Мы изложили общий приближенный метод анализа, применимый к системам без разупрочнения. При этом ближе всего подошли к учету разупрочнения при рассмотрении в последних параграфах систем со снижающейся жесткостью и отдельных видов систем со связями. Для таких систем изложенный метод дает возможность только установить границы в виде реакций систем без разупрочнения.

Блюмом (1960) в разработанном им методе, учитывающем накопление энергии, сделана, в частности, попытка использовать более общие формы разрушения по сравнению с формами, основанными на превышении перемещений. В принципе этот метод применим и к разупрочняющимся системам. Однако, он, по-видимому, не дает возможности количественно оценить скорость или степень разупрочнения с помощью того множителя, который вводится для учета этого явления, поскольку количество циклов нагружения не входит в расчетные формулы.

Для некоторых видов мейзинг-систем, в том числе для упругопластических систем с небольшими или средними значениями коэффициентов пластичности, можно выбрать эквивалентную линейную систему так, чтобы ее жесткость соответствовала начальной жесткости заданной системы. При этом отпадает необходимость применения метода проб и ошибок или итерационных методов для уточнения найденных значений реакций. Однако этот упрощенный подход имеет ограниченное применение, а динамические параметры соответствующих эквивалентных линейных систем отличаются от параметров, используемых при более общем методе анализа. Исходя из небольшой группы заданных землетрясений и вызванных ими реакций фактически можно выбрать эквивалентную систему бесконечным числом способов, и при этом реакции каждой эквивалентной и рассматриваемой нелинейной системы будут приближенно совпадать¹. При этом каждой эквивалентной жесткости будет соответствовать свой эквивалентный коэффициент затухания.

При упрощенном варианте излагаемого метода, который мы

¹ Выбор жесткости эквивалентной линейной системы ограничен тем обстоятельством, что ее ожидаемые реакции без учета затухания превышают по величине реакции рассматриваемого сооружения, вследствие чего эквивалентный коэффициент затухания оказывается положительным. Но и при этом ограничении возможности для выбора остаются достаточно широкими. Указанное условие не выполняется строго, если жесткость линейной системы, эквивалентной заданной упругопластической системе без вязкого затухания, принимается равной начальной жесткости последней, поскольку в определенной конечной области периодов собственных колебаний ожидаемые значения реакции без учета затухания меньше соответствующих реакций упругопластической системы Veletsos, 1969).

применяли во всех рассмотренных примерах, для оценки реакций нелинейной системы используется только одна эквивалентная линейная система. Такой подход требует, чтобы ожидаемые линейные спектры были относительно гладкими. Чтобы определить с приемлемой точностью реакции от землетрясений типа 3, необходимо усреднить реакции линейных систем в определенной области периодов собственных колебаний и коэффициентов затухания, используя при этом уравнение (5.4).

5.4. Системы с одной степенью свободы и асимметричной кривой сила—перемещение

До сих пор мы рассматривали только системы, для которых кривая сила—перемещение симметрична относительно начала координат. Это условие не всегда соблюдается даже для линейных систем. Но для линейных систем различие между участками кривой сила—перемещение, относящимися к первому и третьему квадранту, определяется только величиной пределов прочности при положительных и отрицательных деформациях. Такое различие не играет особой роли, если система рассчитывается на воздействие землетрясений 2 и 3-го типов. Это остается справедливым даже в том случае, когда один из пределов прочности бесконечен. Установлено, что определяя реакции, связанные с заданной вероятностью разрушения, на основе математического ожидания для $\max X_i |q|$ или $\max_i |q|$, из которых первый больше последнего на малую величину, мы приходим к почти одинаковым значениям этих реакций.

Все сказанное в основном относится и к упругим нелинейным системам, но при неупругих нелинейных системах пластические деформации носят кумулятивный характер. Повышение напряжения при пределе текучести одного знака часто приводит к возрастанию реакций противоположного знака, и это возрастание может оказаться весьма значительным.

Чтобы проиллюстрировать влияние асимметрии пластических деформаций, рассмотрим жесткопластическую систему указанного выше типа, не обладающую затуханием. Даже когда асимметрия весьма мала, отчетливо проявляется эффект, характерный для максимально возможной асимметрии—бесконечное значение силы, соответствующей текучести, для перемещений одного знака. Кривая сила—перемещение при этом имеет вид, показанный на рис. 5.25. Ограничимся рассмотрением жесткопластических систем этого типа¹.

Ожидаемое значение максимального перемещения можно определить приближенно как результат воздействия единичного импульса [согласно уравнению (5.19)], умноженный на эквива-

¹ В настоящем подразделе использованы работы: Esteva, Sánchez-Trejo, and Rosenblueth 1961, Newmark, 1965a, в and 1970.

лентное число таких импульсов при данном землетрясении. Это число является возрастающей функцией от a/A . Обработка значений реакций (рис. 5.26), подсчитанных Ньюмарком (1965 а, в, and 1970) по записям группы землетрясений (записи были нормированы также, как для рис. 5.17), позволила установить, что эквивалентное число импульсов можно принимать пропорциональным величине $1 - A/a$, а выражение

$$D = \frac{2v^2}{A} \left(1 - \frac{A}{a}\right)^2 \quad (5.26)$$

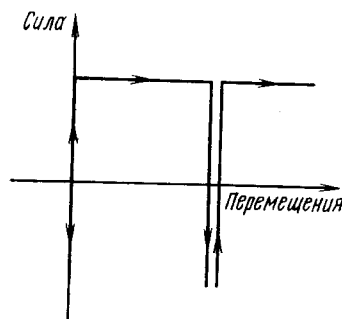
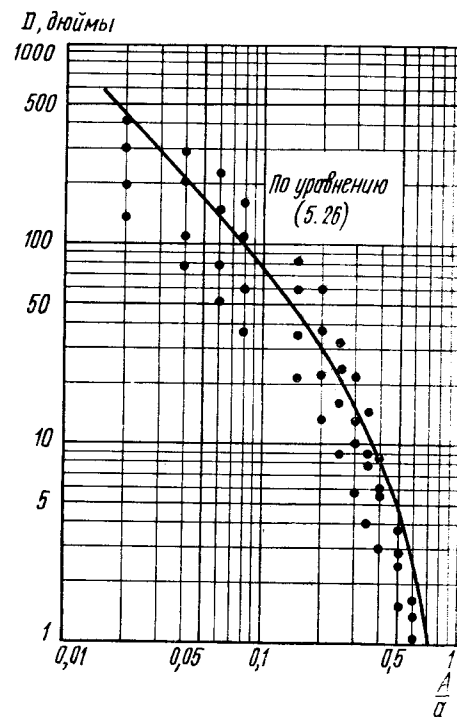


Рис. 5.25. Жесткопластические системы с односторонней текучестью

Рис. 5.26. Фактические и теоретические значения максимальных перемещений (по данным Ньюмарка, 1965)



дает хорошую аппроксимацию ожидаемого значения максимального перемещения. Однако среднее эквивалентное число импульсов, соответствующее заданному отношению A/a , существенно меняется для различных землетрясений. По-видимому, более совершенная формула, учитывающая как продолжительность землетрясения, так и максимальные значения ускорения и скорости, позволила бы повысить точность результатов.

Возрастание ожидаемых значений реакций вследствие асимметрии сил, соответствующих текучести разного знака, отчетливо видно из уравнения (5.26). Если a остается постоянным при стремлении A к нулю, то D приближается к бесконечности.

С другой стороны, в жесткопластической системе, для которой силы, соответствующие текучести, симметричны, D приближается к максимальному перемещению грунта.

5.5. Сооружения со многими степенями свободы

Количество переменных факторов, влияющих на сейсмическую реакцию нелинейных систем со многими степенями свободы, настолько велико, что выводы, касающиеся определения этих реакций, вряд ли могут иметь более чем качественный характер. Эти выводы основаны на практически независимых друг от друга расчетах, которые были сделаны применительно к реальным (Penzien, 1960; Hisada, Nakagawa, and Jzumi, 1965; Kabayashi, 1965) или моделированным (Bycroft, 1960; Saul, Fleming, and Lee, 1965; Wen and Janssen, 1965) землетрясения типа 2. С другой стороны, элементарные соображения показывают, что для создания общих методов расчета таких систем нельзя непосредственно использовать выводы, применимые к сейсмическим реакциям нелинейных систем с одной степенью свободы, или расчетные критерии, относящиеся к статически нагруженным системам со многими степенями свободы.

Чтобы пояснить последнее, рассмотрим упругопластическую систему со многими степенями свободы, которая при определенном сейсмическом воздействии характеризуется коэффициентом пластичности, одинаковым для всех ее степеней свободы. Предположим, что это сооружение было перепроектировано с тем, чтобы обобщенные силы, необходимые для появления текучести во всех степенях свободы, кроме одной, стали больше, а несущая способность этой одной степени свободы осталась неизменной. Степени свободы, о которых идет речь, могут представлять собой перемещения этажей в многоэтажном здании, испытывающем только поступательные перемещения; при перепроектировании производится усиление всех этажей, кроме одного. Усиление может быть произведено таким образом, чтобы вся диссипация энергии неупругих перемещений происходила только за счет перемещений в неусиленной части здания. Она будет работать в известной мере аналогично предохранителю в электрической цепи, в то время как работа остальных степеней свободы останется линейной. Перемещения в этой неусиленной степени свободы окажутся больше — в некоторых случаях во много раз больше, — чем было предусмотрено при первоначальном проектировании. Такое положение быстро приводит к серьезным разрушениям.

Чтобы проиллюстрировать изложенное, был рассмотрен — хотя и весьма упрощенно — характерный пример (Rosenblueth, 1964в). Пример относится к двадцатипятиэтажному зданию, первоначально рассчитанному на действие определенного землетрясения. Коэффициент пластичности для всех этажей оказался рав-

ным 5. Это здание было условно перепроектировано с тем, чтобы при его работе все этажи оставались в упругой области, за исключением этажа, расположенного между первым и вторым междуэтажными перекрытиями. Исходя из предположения, что жесткость этого этажа вдвое превышает жесткость остальных и что энергия перемещений остается неизменной, было установлено, что коэффициент пластичности второго этажа должен быть равен 21, а его деформации должны быть чрезвычайно большими. Как правило, такие требования не могут быть выполнены, и, следовательно, при этих условиях можно ожидать разрушения.

Картина, качественно аналогичная, возникает в любой неупругой — не обязательно упругопластической — системе, у которой несколько степеней свободы оказываются слабее, чем это требуется, либо остальные обладают излишней несущей способностью, или имеет место и то и другое. Это может быть результатом чрезмерного запаса прочности, принятого при проектировании для одних элементов сооружения, и (или) недостаточного запаса — для других.

Таким образом, один из классических принципов, применимых к пластическим системам при статической нагрузке (частичное усиление никогда не снижает общей несущей способности сооружения), оказывается непригодным для неупругих систем при динамической нагрузке. Более того, вывод, сделанный нами для неупругих систем с одной степенью свободы, о том, что, за исключением особых случаев, ожидаемые значения максимальных перемещений в таких системах приближенно равны соответствующим перемещениям эквивалентной линейной системы с теми же начальными характеристиками, может привести для систем со многими степенями свободы к серьезным ошибкам не в сторону запаса.

Предыдущие рассуждения были основаны на допущении, что рассматриваемые сооружения будут рассчитываться на воздействие только одного конкретного землетрясения. Наши выводы, следовательно, имеют более общий характер, чем это допущение. Сооружение может быть запроектировано так, чтобы при воздействии определенного движения грунта оно имело постоянный коэффициент пластичности, однако если тип движения грунта будет совершенно иным, то для отдельных участков сооружения необходимые значения коэффициентов пластичности могут оказаться очень большими. Предпосылка о строго упругопластической работе сооружения является, однако, слишком категоричной.

Был проведен ряд исследований работы многоэтажных зданий рамной конструкции, имеющих соотношения момент — угол поворота мейзинг-типа, с билинейностью и упрочнением. Результаты этих исследований позволили сделать вывод, что для рам, запроектированных на основе определенных требований к области их упругой работы и рассчитанных на воздействие группы

землетрясений, в достаточной степени сходных друг с другом, коэффициенты пластичности оказываются того же порядка, как для систем с одной степенью свободы, имеющих аналогичную форму диаграмм сила — перемещение и запроектированных на основе тех же требований к области их упругой работы. Этот вывод справедлив при условии, что коэффициенты пластичности в многоэтажных зданиях определяются как отношения максимальных перемещений к перемещениям предела текучести этажей¹. Коэффициенты пластичности, соответствующие поворотам конструктивных элементов вокруг упругопластических шарниров, часто оказываются примерно вдвое больше этих величин. Если рамы такого типа запроектированы на отдельных участках с недостаточным или излишним запасом, то в конечном счете необходимые значения коэффициентов пластичности для наиболее слабых этажей или шарниров могут оказаться в несколько раз больше, чем при рациональном проектировании.

Борджес и Равара (1969) приводят данные анализа (Ravara, 1968) работы нескольких шестиэтажных зданий с железобетонными рамами при воздействиях, соответствующих записям реальных землетрясений. Равара представляет зависимости поперечная сила — перемещение для этажей, как диаграммы приближенно мейзинг-типа с билинейной скелетной кривой, соответствующей упрочнению, и параболическими переходами между прямыми отрезками нагружения и разгружения. Он определяет конструктивный коэффициент пластичности как отношение максимального перемещения конструкции относительно грунта к максимальному перемещению, возможному для нее в упругой области. Он установил, что это отношение всегда меньше коэффициента пластичности для этажа (принимаемого равным для всех этажей). Когда последний лежит в пределах от 2,1 до 5,1, конструктивный коэффициент пластичности меняется от 1,6 до 2,1 в зависимости главным образом от относительных значений поперечных сил, вызывающих текучесть, в различных этажах. Наиболее неблагоприятные условия соответствуют недостаточному или излишнему запасу прочности в отдельных частях здания.

Борджес и Равара отмечают, что отношение конструктивного коэффициента пластичности к коэффициенту пластичности для этажа представляет собой, вообще говоря, убывающую функцию от числа этажей. К такому же, в основном, выводу пришел и Велетсос (1969), исследуя группу трехэтажных упругопластических зданий. Исследования Клафа и Бенуска (Clough and Benuska, 1969) показывают, что упругий расчет многоэтажных зданий приводит большей частью к завышенным оценкам необ-

¹ В отечественной литературе иногда используется термин «Коэффициент пластической податливости» или «Коэффициент податливости». (Прим. науч. ред.).

ходимого коэффициента пластичности в колоннах и к заниженным — в ригелях.

Хансон и Фан (1969) исследовали группу десятиэтажных рам, принимая в качестве воздействия на них увеличенные значения начального отрезка записи землетрясения 1940 г. в Эль-Центро (составляющая «север — юг»). Некоторые из рам работали только на изгиб, в то время как другие были полностью или частично раскреплены легкими диагональными раскосами, так что их кривые сила — перемещение относились к типу, показанному на рис. 5.22. Во всех элементах, кроме раскосов, продольные деформации не принимались во внимание. Все рамы были рассчитаны на поперечную нагрузку с одними и теми же сейсмическими коэффициентами. Было установлено, что при действии сейсмических сил некоторые из раскрепленных рам, элементы которых были чрезвычайно гибкими, теряли устойчивость.

Этот результат находится в очевидном противоречии с результатом, полученным Гоелем (Goel, 1969) для распространенного типа 10- и 25-этажных рам. Гоель пришел к выводу, что влияние нагрузки от собственного веса (так называемый «Р-Δ эффект») незначительно. Следует, однако, отметить, что Хансон и Фан не обнаружили никаких признаков, указывающих на приближение разрушения от потери устойчивости, даже за несколько секунд или хотя бы за долю секунды до того, как это разрушение имело место. Это согласуется с некоторыми из полученных Хусидом (1967 и 1969) данных о характере поведения во времени одноэтажных рам.

Вопрос о совместном воздействии нескольких составляющих движения грунта на нелинейные системы почти не нашел отражения в литературе. Строгий анализ вероятности появления текучести или разрушения — даже если речь идет об упругой области — потребовал бы совместного рассмотрения всех составляющих движения основания. Как мы видели в гл. 4, этого можно обычно избежать, используя приближенные методы анализа форм колебаний. Однако в нелинейных системах, для которых воздействия от различных составляющих не аддитивны, их совместное рассмотрение необходимо, во всяком случае до тех пор, пока не будут разработаны достаточно надежные приближенные критерии.

Исследуя влияние на одноэтажную упругопластическую раму двух ортогональных составляющих реального землетрясения и нескольких моделированных движений грунта, Нигам и Хаузнер (1969) установили, что учет в явной форме взаимодействия реакций от обеих составляющих обычно снижает спектральную скорость системы, но значения коэффициентов пластичности могут при этом оказаться как значительно большими, так и значительно меньшими. Однако при $\mu < 8$ учет или неучет взаимодействия реакций в большинстве случаев мало влияет на коэффициенты пластичности. Если дополнительные исследования поз-

волят обобщить эти выводы, то для большинства практических задач можно будет пренебречь взаимодействием горизонтальных составляющих поступательного перемещения. Но это, конечно, не относится к взаимодействию между составляющими поступательного и вращательного перемещений основания.

5.6. Жесткопластические системы с распределенными параметрами

При исследовании воздействия землетрясений на некоторые виды сооружений можно получить удовлетворительные результаты, полагая параметры этих сооружений распределенными и принимая для них такую же зависимость напряжение — деформация или обобщенная сила — перемещение, как для жесткопластической системы.

В том случае, когда точки возможных пластических шарниров или поверхности сдвига расположены дискретно, мы можем рассматривать параметры и как дискретные, и как распределенные. При этом замечания о расчете систем, приведенные в предыдущем подразделе, полностью применимы. Если же количество точек, где возможны пластические шарниры, или количество возможных поверхностей сдвига бесконечно, и они не могут быть определены в начале исследования, то необходим иной подход.

Следующие примеры поясняют тот и другой случай.

1. Каркасная конструкция

а) На конструкцию действуют сейсмические силы и конечное число статически приложенных сосредоточенных нагрузок. Появление пластических шарниров возможно только в узлах, в сечениях под статическими нагрузками и в сечениях, где меняется величина пластического момента сопротивления (например, места обрыва стержней арматуры в железобетонных рамах или места обрыва стыковых накладок в стальных).

б) На конструкцию действуют как статические, так и сейсмические распределенные нагрузки. Образование пластических шарниров возможно в любом сечении, расположенном вблизи середины пролета любой балки.

2. Набросная плотина с наклонным тонким ядром из водонепроницаемого связного материала невысокой прочности.

а) При ускорениях, действующих в одном из направлений, большая часть поверхности сдвига лежит внутри ядра, и поэтому сопротивление сдвигу остальной части плотины практически не будет играть роли.

б) При ускорениях, действующих в противоположном направлении, поверхность сдвига в той же плотине может возникнуть на любом участке значительной части ее объема.

Как в каркасном сооружении, так и в плотине, имеющих бесконечное число возможных расположений пластических шарни-

ров или поверхностей сдвига, мы сводим это бесконечное число к конечному, приемлемому с точки зрения расчета. Этот прием равносителен замене распределенных нагрузок достаточно большим числом сосредоточенных сил, а каменной наброски (которую мы условно считаем сплошной средой) — определенным числом участков в виде клиньев, по смежным поверхностям которых предполагается кулоново трение. Возможно, а иногда и желательно применение более сложных методов. При изучении сейсмического воздействия на жесткопластические рамы может

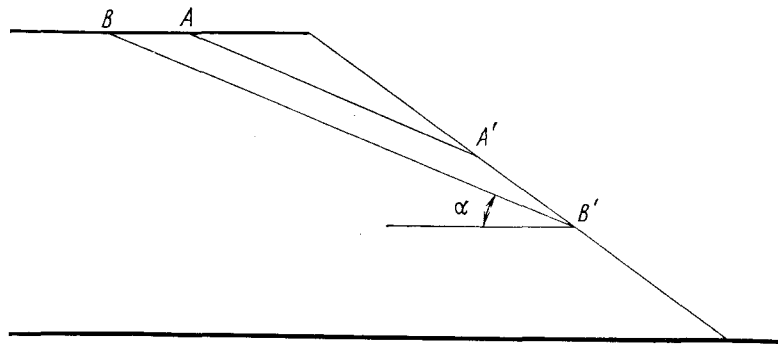


Рис. 5.27. Откос из жесткопластического материала

быть использован метод (Clyde, 1966), разработанный для статического нагружения. Однако на этом вопросе мы останавливаться не будем. Рассмотрим сравнительно простую задачу об устойчивости грунта или каменной наброски, что позволит уяснить методику расчета сооружений из этих материалов.

Рассмотрим однородный массив из несвязного материала, ограниченный верхней горизонтальной плоскостью, свободной от нагрузок, нижней горизонтальной плоскостью, смежной со скальным основанием, и плоским откосом (рис. 5.27). Допустим, что угол внутреннего трения не зависит от степени сжатия. Прежде всего установим форму поверхностей скольжения. Применение вариационного исчисления показывает, что из всех возможных поверхностей, проходящих через две точки на границе массива (A и A' на рисунке), поверхностью, по которой скольжение возникает при наименьшем горизонтальном ускорении, будет плоскость. После того как по некоторым плоскостям начнется скольжение, сдвигающие силы на остальных участках не смогут достигнуть значения, необходимого для возникновения скольжения по каким-либо другим поверхностям. Следовательно, все поверхности скольжения должны представлять собой плоскости.

Далее, рассмотрим вопрос об уровне плоскостей скольжения. Пусть горизонтальное ускорение таково, что возможность скольжения возникает по двум параллельным плоскостям AA' и BB'.

Вторая из них расположена ниже первой. Величина горизонтального ускорения, при которой может возникнуть относительное перемещение вдоль любой из этих плоскостей, равна:

$$a = \frac{\operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg} \alpha}{1 + \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha} g, \quad (5.27)$$

где φ — угол внутреннего трения; α — угол, образуемый плоскостями AA' и BB' с горизонталью; g — ускорение свободного падения.

Если скольжение начинается вдоль плоскости AA', то для того чтобы вызвать скольжение вдоль более низкой параллельной плоскости, горизонтальные ускорения на всех более низких уровнях должны быть достаточно велики. Если скольжение начнется вдоль плоскости BB', то горизонтальные ускорения в пределах клина BOB' должны быть меньше, чем a , и относительного перемещения по такой плоскости, как AA', возникнуть не может. Следовательно, если угол α является критическим для данного ускорения основания, то поверхность скольжения должна представлять собой наиболее низкую из всех возможных плоскостей, образующих угол α с горизонталью.

Исходя только из условий равновесия (принцип Даламбера) мы показали, что каждая поверхность скольжения должна быть плоскостью, проходящей через нижнюю точку откоса (этот вывод с соответствующими уточнениями применим к откосу произвольной формы). Все клинья сходятся в нижней точке откоса, что приводит к особенности, которую нельзя устранить, пока мы считаем перемещения малыми.

При исследовании устойчивости откосов под действием сейсмических сил поверхности скольжения были — на основе данных испытаний на моделях — приняты в виде дуг окружности (Seed, 1966) или пар плоскостей (Goodman, 1963; Seed and Goodman, 1964). По-видимому, различие между нашими выводами и результатами испытаний на моделях нельзя объяснить только влиянием той особенности, о которой только что упоминали. Наиболее вероятное объяснение состоит в том, что модели не полностью удовлетворяли принятым нами допущениям об однородности материала и независимости φ от степени сжатия. Испытания на трехосную нагрузку, проведенные в дополнении к модельным испытаниям, указывают на наличие небольшой кривизны, связанной либо с тем, что при малой величине всестороннего сжатия вторые производные огибающих кривых Мора отрицательны, либо, может быть, с некоторой фактической или мнимой связностью материала. При выпуклой форме огибающих Мора или при наличии связности поверхности скольжения были бы действительно вогнутыми. В рассматриваемом случае небольшая кривизна поверхностей скольжения оказывает весьма незначительное влияние на перемещения верхней части массива.

Чтобы определить те поверхности, по которым фактически происходит скольжение, рассмотрим динамическое равновесие

n клиньев, ограниченных возможными плоскостями скольжения (рис. 5.28; см. Esteva, Sanchez—Trejo and Rosenblueth, 1961). Пусть B_{ig} означает ускорение i -того клина относительно нижележащего, W_i — вес i -того клина, α_i — угол его нижней плоскости с горизонтальной и P_i — нормальную силу, действующую на эту плоскость. Исходя из условий динамического рав-

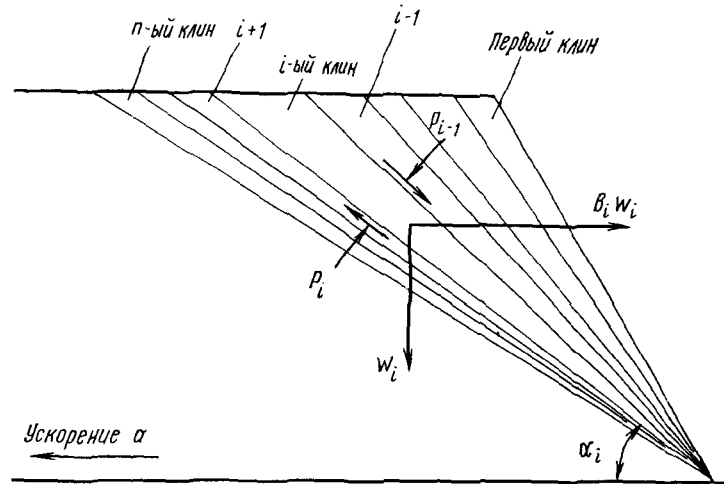


Рис. 5.28. Условия динамического равновесия клиньев

новесия i -того клина и предполагая, что по всем смежным плоскостям происходят относительные перемещения, получим:

$$P_n = P_{n+1} \frac{\cos(\varphi + \alpha_n - \alpha_{n+1})}{\cos \varphi} + W_n [(\cos \alpha_n - a \sin \alpha_n) - \sum_{i=1}^n B_i \sin(\alpha_n - \alpha_i)];$$

$$P_n \tan \varphi = P_{n+1} \tan \varphi [\cos(\alpha_{n+1} - \alpha_n) - \sin(\alpha_{n+1} - \alpha_n)] + W_n [\sin \alpha_i + a \cos \alpha_i - \sum_{i=1}^n B_i \cos(\alpha_n - \alpha_i)].$$

Решение этой системы позволяет найти относительные ускорения B_{ig} . Отрицательное значение какого-либо из них указывает на отсутствие относительного перемещения вдоль соответствующей плоскости. В этом случае необходимо произвести пересчет, изменив количество клиньев. В определенный момент относительная скорость двух смежных клиньев может оказаться нулевой. После этого они будут перемещаться как одно целое.

Заменяя для основания акселерограмму рядом ступеней с постоянными значениями ускорения, можно произвести расчет

любого откоса из несвязного жесткопластического материала при любом перемещении его основания. Для каждой ступени ускорения необходимо установить плоскости скольжения и величину относительных перемещений. Этот процесс был с успехом применен Бустаманте (1964 и 1965 а), использовавшим при расчете аналоговую вычислительную машину.

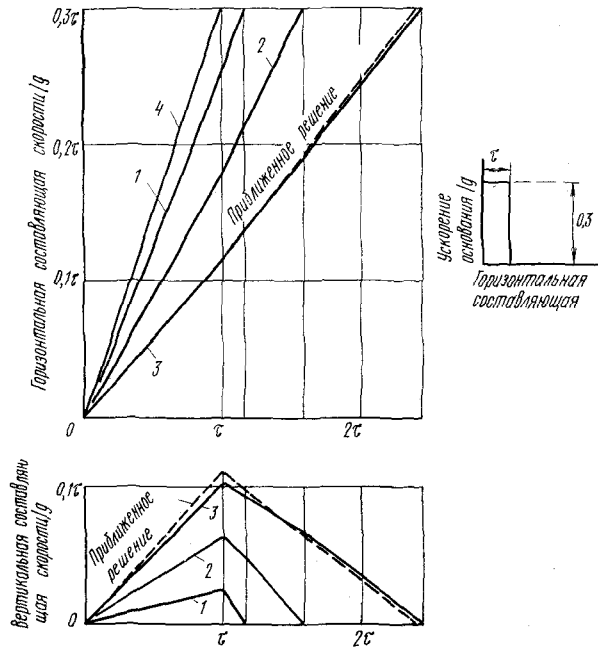


Рис. 5.29. Реакции системы с шестью потенциальными клиньями и жесткого тела на наклонной плоскости (Esteva, Sanchez—Trejo, and Rosenblueth, 1961) 1 — клин 4; 2 — клин 5; 3 — клин 6; 4 — основание

Более грубый, но быстрее приводящий к цели прием основан на допущении, что перемещение верхней точки откоса соответствует перемещению жесткого блока, опирающегося на наклонную плоскость, параллельную откосу, причем угол трения между этой плоскостью и блоком равен углу внутреннего трения грунта (Newmark, 1965 а, b, and 1970). На рис. 5.29 показаны вертикальные перемещения (при условиях, принятых на рисунке) для случая, когда при расчете предполагается образование шести клиньев. Из рисунка следует, что ошибка, связанная с указанным выше допущением, невелика, во всяком случае для условий, аналогичных рассматриваемым.

Ускорение, необходимое для скольжения блока вверх, обычно весьма велико и вряд ли заслуживает рассмотрения. Следовательно, блок практически ведет себя как жесткопластичес-

кая система, способная только к односторонней текучести, и результаты, приведенные в подразд. 5.5., могут быть применены непосредственно. Ускорение, при котором возникает текучесть, можно найти из уравнения (5.26), подставив вместо α угол наклона откоса к горизонтали.

Детальное исследование реакций для сооружений трапециевидного профиля представляет собой более сложную задачу, так как в этом случае у верхнего основания имеет место взаимодействие перемещений материала по направлениям, примерно параллельным каждому откосу. Решение, приводящее к некоторому запасу прочности, можно получить, считая воздействия противоположно направленных ускорений грунта независимыми друг от друга.

Изложенный здесь метод может быть распространен на более общие условия, например на те случаи, когда свойства грунта являются функцией его расположения в пределах откоса или угол внутреннего трения зависит от степени сжатия.

ГЛАВА 6. РАБОТА МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

6.1. Введение

В этой главе рассмотрим работу материалов и конструктивных элементов. Область параметров, в которой мы наиболее заинтересованы, определяется, с одной стороны, преобладающими характеристиками движений грунта и с другой — наиболее характерными размерами сооружений и их элементов. Вид сейсмического возмущения может быть весьма различным: более или менее резкий толчок, хаотические воздействия продолжительностью в несколько десятков секунд и, наконец, гармонические колебания почти установившегося характера продолжительностью до 4—5 мин. С учетом области периодов собственных колебаний, характерной для большинства сооружений, наиболее важны возмущения с периодами от 0,1 до 2 с, из которых короткие характерны для бетонных и каменных зданий, а длинные — для стальных конструкций¹.

Количество циклов нагружения лежит несколько ниже того предела, который обычно называют усталостью. Нас интересует, главным образом, «малоцикловая усталость» среды при низкой скорости нагружения. Данные по этому вопросу пока еще весьма скудны.

¹ Периоды собственных колебаний зданий определяются не столько материалом конструкций, сколько общим конструктивным решением, габаритами, массой. Длинными периодами основного тона колебаний могут обладать, например, высокие железобетонные здания. (Прим. науч. ред.).

Если речь идет об усталости в обычном смысле, мы в большинстве случаев имеем дело с относительно низкими напряжениями, при которых диаграммы напряжение — деформация остаются практически прямыми, и нам достаточно выяснить влияние числа циклов на прочность. При малоцикловой усталости для нас обычно важно влияние числа циклов на все участки диаграммы напряжение — деформация, или сила — перемещение, поскольку в этом случае мы, как правило, имеем дело с резко нелинейной работой материала. Однако такие данные далеко не всегда имеются в нашем распоряжении.

При испытании на малоцикловую усталость образцы обычно подвергались циклу переменных напряжений или нагрузок, величина которых колебалась между установленными пределами. Эти нагрузки прикладывались до разрушения образца либо до прекращения испытания. Для материалов и конструктивных элементов, свойства которых отличаются значительным разбросом (таких, например, как железобетонные элементы при косом растяжении), этот метод требует чрезвычайно большого числа испытаний. Можно предложить более целесообразные программы загрузки, однако нет уверенности, что они моделируют эффект землетрясения более точно, чем при циклах нагрузки с постоянными пределами, и, кроме того, интерпретация результатов при этом усложняется.

Сейсмические воздействия обычно дают картину изменения напряжений во времени, которая значительно отличается от установившихся гармонических колебаний. Это еще более усложняет интерпретацию экспериментальных данных. У нас слишком мало оснований для использования тех критериев разрушения, относящихся к случайному нагружению, которые считаются (с известными ограничениями) удовлетворительными при усталости в обычном смысле.¹

При обычных испытаниях на усталость возникает еще одно осложнение. Для определения реакций от сейсмических воздействий важен учет нисходящих ветвей в диаграммах напряжение — деформация и сила — перемещение, так как деформации, соответствующие начальному участку этих ветвей, обычно не приводят к разрушению. В этом вопросе особенно ощущается недостаток экспериментальных данных.

¹ Даже при многоцикловой усталости обычные критерии не учитывают влияния последовательности нагружения. Это обстоятельство, вероятно, не играет особой роли при большом числе случайных нагружений, но может оказаться решающим при малоцикловой усталости. В кирпичных стенах, например, последовательность нагружения, при которой вслед за одной значительной нагрузкой прикладывается несколько небольших, по-видимому, неблагоприятнее обратной последовательности, поскольку в первом случае можно ожидать дополнительных повреждений в появившихся трещинах.

6.2. Затухание

Диссипация энергии может происходить вследствие ее возвращения в грунт, потерь в окружающую среду, внутреннего затухания и трения в соединениях.

Часть энергии, возвращающейся в грунт, оказывается потерянной для сооружений, поскольку она излучается в виде волн с большим радиусом действия. Другая ее часть вследствие внутреннего затухания в грунте непосредственно превращается в тепло. Первый вид диссипации можно учесть при исследованиях, рассматривая взаимодействие сооружения с грунтом. Второй вид будет рассмотрен в подразд. 6.9. С этим видом диссипации мы уже сталкивались при изучении фильтрации сейсмических волн через пласты слабого грунта.

Во всех практически важных случаях потерями энергии в атмосферу можно пренебречь.

Механизм внутреннего затухания может быть весьма различным (Lazan Goodman, 1961; Lazan, 1968), включая магнитоупругость в некоторых металлах (этот вопрос мы не будем рассматривать) и поверхностное трение между гранулами в большинстве строительных материалов. Последнее явление имеет в основном такую же природу, как и трение в соединениях, но происходит в микромасштабах.

Феноменологически внутреннее затухание можно классифицировать в зависимости от частоты. Затухание, не зависящее от частоты, связано с кулоновым трением между поверхностями гранул. Это затухание часто называют гистерезисным. Оно неизбежно приводит к нелинейной зависимости напряжения — деформация при статической нагрузке. Соответствующее сопротивление движению в виде установившихся колебаний возникает совместно с упругими деформациями. Этот вид затухания обычно отличают от диссипации, обусловленной неупругими деформациями, однако такое различие достаточно произвольно, имеет только количественный характер, и его нельзя признать удачным. Некоторые материалы, например сортовая строительная сталь, остаются почти полностью упругими вплоть до предела текучести, если они свободны от внутренних напряжений и хорошо обработаны. Тем не менее диссипация указанного типа может появиться в этих материалах при напряжениях, расчетное значение которых намного меньше предела текучести. Это связано с остаточными напряжениями и концентрацией напряжений, вследствие которых фактические значения местных напряжений могут оказаться значительно выше расчетных значений, найденных элементарными методами.

Оставшаяся часть диссипированной энергии не зависит от частоты. Для некоторых материалов, например полимеров, при низком уровне напряжений этот тип затухания может с достаточной точностью рассматриваться как линейно зависящий от

скорости деформации. Следовательно, его действительно можно назвать вязким затуханием. Для таких материалов правдивое значение имеет только этот тип внутренней диссипации энергии.

В любой линейной системе значение критического затухания не зависит от амплитуды. Для полимеров это соблюдается достаточно точно почти до предела усталости; при более высоких напряжениях значение критического затухания возрастает вместе с увеличением максимального напряжения. Для большинства металлов значение критического затухания даже при напряжениях, меньших предела усталости, представляет собой возрастающую функцию максимального напряжения и возрастание усиливается при напряжениях, превышающих этот предел.

Понятие об эквивалентном вязком затухании для систем без разупрочнения позволяет получить приближенное решение ряда задач. Однако его применение требует известной осторожности. Зная жесткость и массу произвольно выбранной линейной системы, принятой в качестве эквивалентной для заданной нелинейной системы с одной степенью свободы, мы всегда имеем возможность найти значение критического вязкого затухания, при котором в линейной системе под действием заданного периодического возмущения возникнет такая же амплитуда, как и в нелинейной (см. гл. 5). Обычно масса эквивалентной системы принимается равной массе заданной с тем, чтобы эквивалентная жесткость могла быть выбрана произвольно. Возможности для такого выбора достаточно широки, так как при этом требуется только, чтобы соответствующее вязкое затухание было положительным, и, может быть, чтобы при всех деформациях, равных или меньших, чем максимальные деформации рассматриваемого состояния, значение эквивалентной жесткости находилось в пределах между минимальным и максимальным значениями касательной или секущей жесткости заданной системы.

Приравнивая диссипацию энергии за цикл в нелинейной и эквивалентной линейной системах друг другу, находим по уравнению (5.3) необходимый коэффициент вязкого затухания для эквивалентной системы. При резонансе коэффициент эквивалентного затухания обратно пропорционален эквивалентной жесткости и соответственно может меняться в широких пределах в зависимости от выбора этой жесткости.

В качестве примера рассмотрим упругопластическую систему с одной степенью свободы. Если мы выберем эквивалентную систему в виде линейного упругого элемента с жесткостью, равной начальной жесткости упругопластической системы, то найдем, что при резонансе максимально возможное значение эквивалентного затухания составит 15,9% критического (Jennings, 1964). Если мы примем для жесткости эквивалентной системы значение, равное секущей жесткости заданной системы при максимальной деформации, то при стремлении коэффициента пластичности к бесконечности отношение энергии гистерезиса

к энергии деформации будет приближаться к 8, и соответственно эквивалентный коэффициент затухания при резонансе может приблизиться к $2/\pi$, или 63,7% критического значения.

Вопрос выбора эквивалентной линейной жесткости вызвал дискуссию, которая вряд ли оправдана. При анализе реакций от сейсмических воздействий этот выбор неизбежно остается произвольным. Мы отдаем предпочтение текущей жесткости при максимальной деформации, поскольку она является основой относительно общего метода исследования нелинейных систем с одной степенью свободы, изложенного в подразд. 5.3. Во всяком случае, решение этого вопроса должно быть полностью обоснованным¹.

Характерные значения коэффициентов затухания для различных материалов имеются в литературе (см., например, Lazan and Goodman 1961; Lazan, 1968).

6.3. Влияние скорости нагружения

Для каждого конкретного цикла нагружения зависимость напряжение — деформация является функцией скорости нагружения. Влияние скорости нагружения в большинстве случаев только частично связано с вязким затуханием. Сначала рассмотрим образцы из различных материалов, испытывающие одноосное однородное напряженное состояние, вызванное монотонным нагружением.

Для большинства металлов разница между кривыми напряжение — деформация, полученными при статических испытаниях, и кривыми, соответствующими самым высоким скоростям нагружения (характерным для сейсмических воздействий), весьма невелика. Некоторое представление о порядке этой разницы дают рис. 6.1 и 6.2. Эффект более значителен в образцах из сортовой строительной стали при отсутствии концентрации напряжений и остаточных напряжений. При достаточно низкой скорости нагружения такие образцы имеют верхний и нижний пределы текучести. При очень высоких скоростях нагружения, важных с точки зрения проектирования сейсмостойких сооружений, образцы вплоть до области упрочнения сохраняют только верхний предел текучести (рис. 6.3). Этот факт, однако, имеет скорее теоретический интерес, поскольку вследствие концентрации напряжений и достаточно высоких остаточных напряжений, которые в действительности всегда имеют место, верхний предел текучести не обнаруживается и при практически важных скоростях нагружения сохраняет значение только нижний.

¹ Методы, связанные с нахождением «эквивалентного затухания» имеют смысл, по-видимому, только в случае стационарного периодического воздействия. При анализе сейсмической реакции, подобный подход имеет значение для иллюстрации сути явления, но практическое значение этого метода, по-видимому, ограничено. (Прим. науч. ред.).

Согласно данным, полученным при испытаниях сжатых цилиндрических образцов с надрезами, возрастание модуля упругости и прочности бетона несколько значительнее (рис. 6.4 и 6.5). Для большинства глин влияние скорости нагружения еще более заметно (рис. 6.6 и 6.7), в то время как для песка при про-



Рис. 6.1. Влияние скорости деформации на прочность и предел текучести некоторых металлов (Evans, 1942)

1 — дюраль (предел прочности на растяжение); 2 — медь (предел прочности на растяжение); 3 — дюраль (предел текучести); 4 — медь (предел текучести)

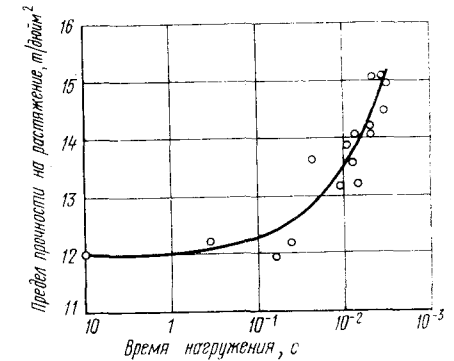


Рис. 6.2. Влияние скорости деформации на прочность чугуна

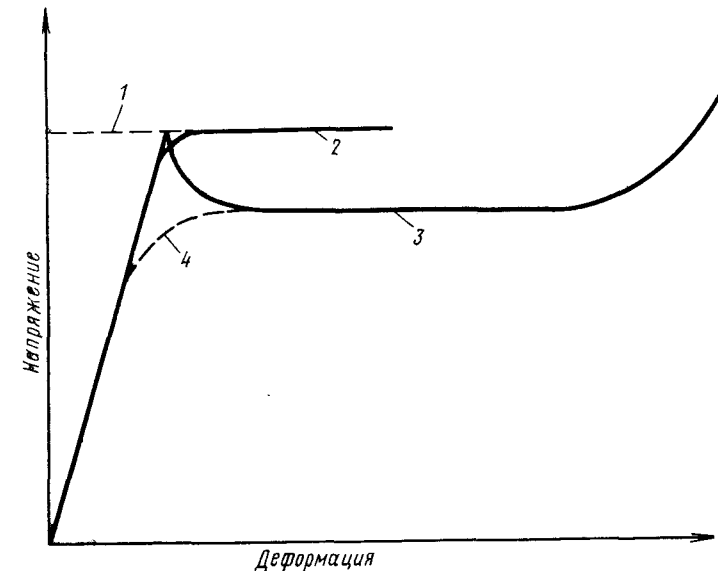


Рис. 6.3. Кривые напряжение — деформация для строительной стали при статическом и динамическом нагружении

1 — верхний предел текучести; 2 — динамическое нагружение; 3 — статическое нагружение; 4 — образцы с остаточными напряжениями или с особенностями, приводящими к повышению напряжений

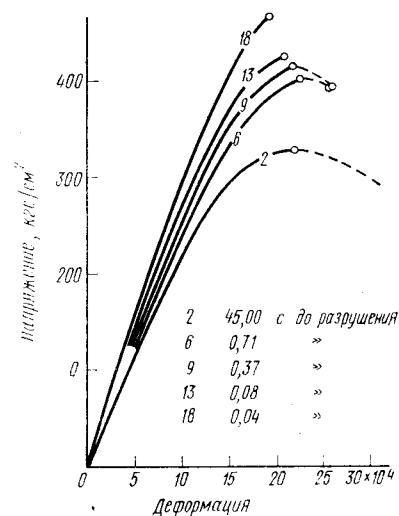


Рис. 6.4. Влияние продолжительного нагружения (от начала нагрузки до разрушения) на зависимость напряжение — деформация для сжатых бетонных образцов (Hatano and Tsutsumi, 1959)

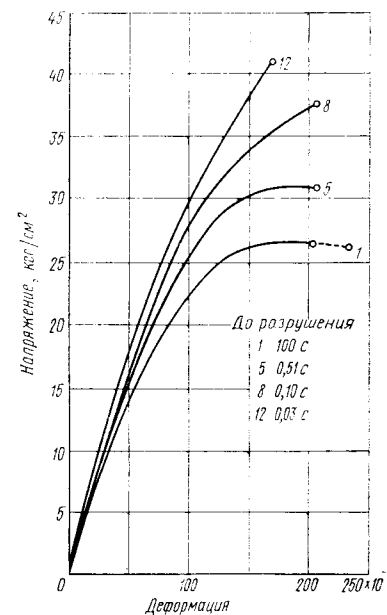
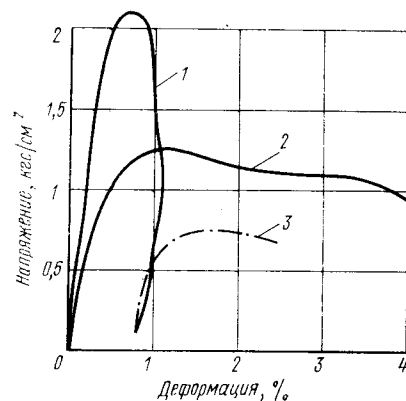


Рис. 6.5. Влияние продолжительности нагружения (от начала нагрузки до разрушения) на зависимость напряжение — деформация для растянутых бетонных образцов (Hatano, 1960)

Рис. 6.6. Влияние продолжительности нагружения на зависимость напряжение — деформация для глин

1 — неустановившийся режим нагружения; 2 — статическая нагрузка; 3 — последующая статическая нагрузка

должительности испытаний от десятых долей секунды до нескольких минут оно почти неощутимо (рис. 6.8), хотя может оказаться существенным при очень малых скоростях и высоких напряжениях.

Модуль упругости и прочность древесины и большинства полимеров весьма чувствительны к скорости нагружения (рис. 6.9—6.12).

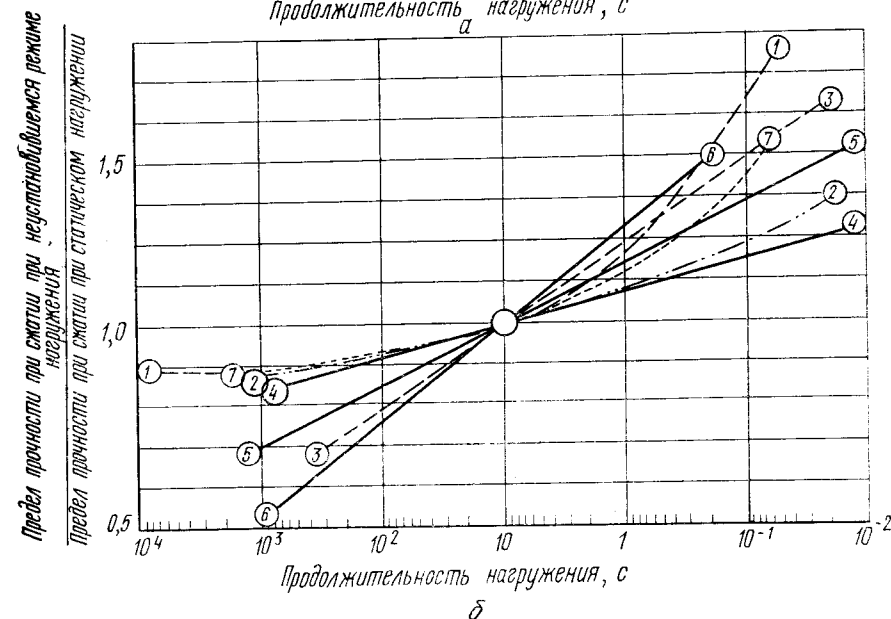
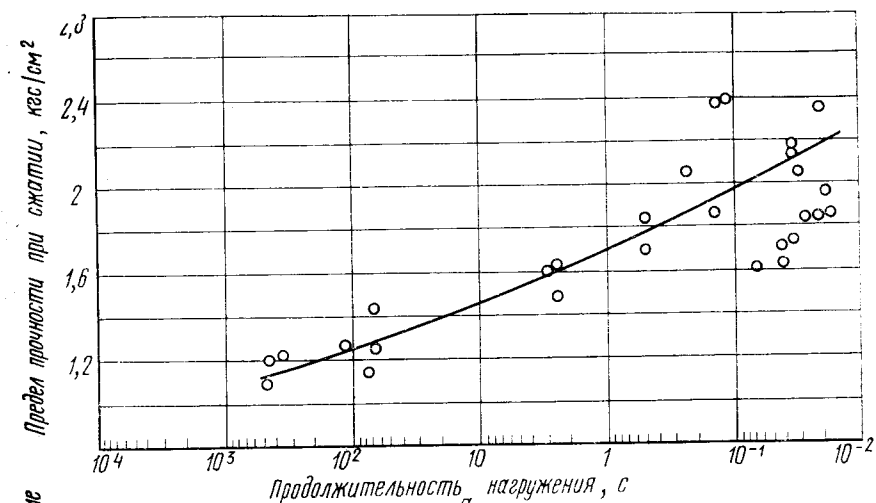


Рис. 6.7. Влияние скорости нагружения на прочность некоторых водонасыщенных глин (Casagrande and Shannon, 1948)

Ряд публикаций (Fzeudenthal and Roll, 1957—1958; Hult, 1966) посвящен созданию сложных реологических моделей для описания работы материалов как при практически линейных зависимостях, так и при наличии резкой нелинейности. Однако каждая из этих моделей обычно пригодна только для ограниченной области скоростей нагружения и, как правило, не может быть использована при большом числе циклов.

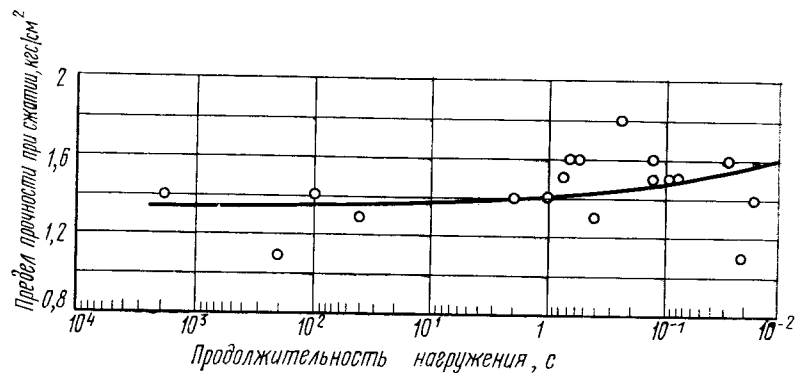


Рис. 6.8. Влияние продолжительности нагружения на прочность песков при трехосном сжатии (Casagrande and Shanon, 1948)

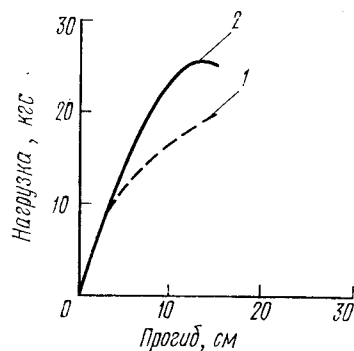


Рис. 6.9. Зависимости «напряжение — деформация» при статическом и динамическом нагружении консольных балок из японского кедра
1 — статическое нагружение; 2 — динамическое нагружение

Рис. 6.10. Влияние скорости нагружения на предел прочности древесины (Brokaw and Foster, 1945)

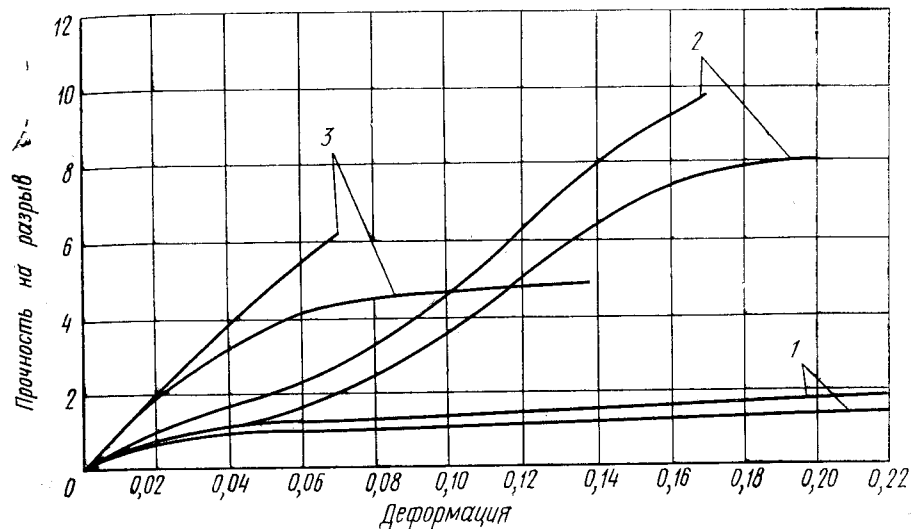
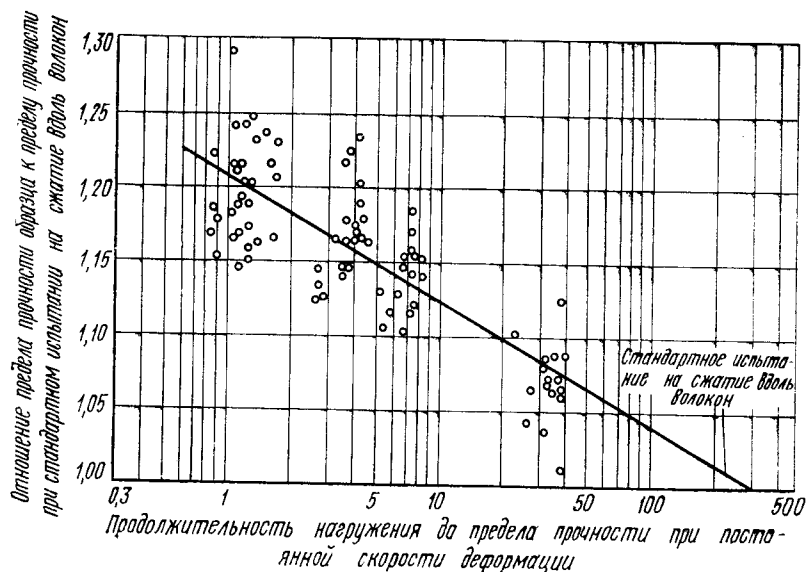


Рис. 6.11. Влияние скорости нагружения на зависимость «сопротивление разрыву деформация» для различных полимеров (Bacher, 1966):
1 — ацетат; 2 — нейлон; 3 — дакрон

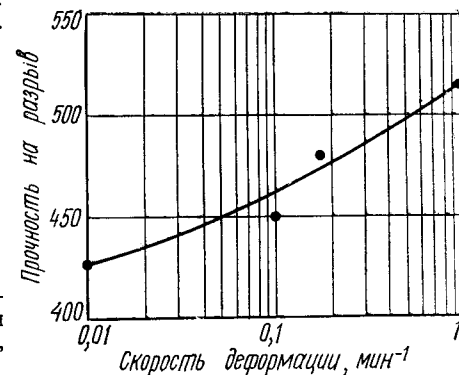


Рис. 6.12. Влияние скорости деформации на сопротивление смолы разрыву (Machlan and Edmunds, 1962)

В образцах, испытывающих неоднородное одноосное напряженное состояние, скорость нагружения также неравномерна. Поскольку соотношение напряжение — деформация зависит от скорости нагружения, распределение напряжений будет отличаться от того распределения, которое найдено на основе допущения, что соотношение напряжение — деформация, справедливое при статическом испытании образца с однородным напряженным состоянием, применимо для всего образца с неоднородным напряженным состоянием. Лучшие результаты можно получить, принимая, что для каждой точки этих образцов изменение зависимости напряжение — деформация во времени такое же, как для образцов с однородным одноосным напряженным состоянием. Одно из ранних исследований этого вопроса применительно к железобетонным балкам принадлежит Глэнвиллю

(1930). Он показал, что если принять линейное распределение продольных деформаций, то распределение напряжений в сжатой зоне бетона оказывается практически линейным вплоть до относительно высоких значений деформаций. Это происходит вследствие возрастания скорости деформаций с удалением от нейтральной оси. Более полное и детальное исследование этого вопроса было проведено позднее Рюшем (1960).

Исследования такого рода основаны на предположении, что изменение соотношения напряжение — деформация во времени не зависит от градиента деформации. Это не полностью отвечает действительности. Например, как показал Миндлин (1965), в линейной области и при таких условиях, когда функция времени не играет существенной роли, градиент деформаций может оказывать значительное влияние на соотношения напряжение — деформация, что можно объяснить на основе теории парных напряжений. Те случаи, когда влияние времени существенно и когда работа материала явно нелинейна (особенно при материалах с относительно крупнозернистой структурой), требуют, очевидно, дополнительного исследования.

Трехосное напряженное состояние может по степени влияния скорости нагружения значительно отличаться от одноосного. Например, если перемещения бетона достаточно ограничены, он при высоких напряжениях практически ведет себя как пластичный материал и становится значительно чувствительнее к фактору времени, чем при одноосном напряженном состоянии (Richard, Brandtzaeg and Brown, 1928).

Разрушение стали может быть хрупким при некоторых видах двух- или трехосного напряженного состояния, при низких температурах, быстром нагружении либо в местах, где имеются дефекты сварки или изготовления.

6.4. Многоцикловая усталость образцов простой формы¹

При исследовании многоцикловой усталости основным вопросом является прочность, а не деформации. Поэтому большая часть повторяющихся нагружений производится при весьма малых напряжениях, и работа материала вплоть до разрушения остается почти линейной.

Характерные кривые $S-N$ (S — напряжение, N — номер нагружения) для многих материалов могут быть представлены на логарифмическом графике в виде двух линий, первая из которых часто оказывается практически прямой, а вторая параллельна оси N . Напряжение, соответствующее второй линии, называют пределом усталости. При напряжениях, меньших, чем этот предел, материал выдерживает любое число нагружений.

¹ Обширный справочный материал по этому вопросу см. Battelle Memorial Institute (1949) и Jokobori (1964).

Не все материалы имеют предел усталости. Материалы, которые его не имеют, могут разрушиться при любом напряжении, если число нагружений достаточно велико.

При многих испытаниях на усталость значения прикладываемых напряжений колеблются между двумя крайними значениями; чтобы показать на одном графике результаты таких испытаний обычно строят диаграмму Гудмана (Salmon, 1953). Аналогичные диаграммы можно использовать применительно не только к пределу усталости, но и к характерным значениям N , что позволяет использовать их независимо от того, имеется ли у материала предел усталости.

Поведение образцов при испытаниях на усталость зависит от их формы и размеров, а также от распределения приложенных напряжений. Это связано частично с нелинейными зависимостями напряжение — деформация, частично с вопросами статистики и частично с влиянием градиента напряжений. Градиент напряжений можно учесть, пользуясь теорией парных напряжений (Mindlin, 1965). Последние влияют на распределение напряжений как функцию характеристической длины, зависящей от крупности структуры материала.

Для учета факторов, указанных в предыдущем абзаце, были разработаны таблицы эмпирических коэффициентов концентрации напряжений в функции от материала, размеров и формы образца и условий нагружения (Battelle Memorial Institute, 1949).

Для результатов испытаний на усталость характерен значительный разброс. Поэтому их описания только с точки зрения средних значений обычно недостаточно. Этим объясняется все более широкое использование при таких испытаниях формальной теории надежности (вероятности «выживания»). Из-за ограниченности экспериментальных данных в области малых вероятностей разрушения требуется подкрепление теоретических положений обоснованными логическими (или стохастическими) моделями.

Модель, основанная на предположении, что ожидаемое возрастание объема повреждений пропорционально повреждениям, уже возникшим в испытываемом образце, приводит к удовлетворительным результатам для очень широкой области применения (Rascón, 1967).

До сих пор мы рассматривали циклы нагружения, при которых максимум и минимум прикладываемых нагрузок остаются в процессе испытания постоянными. Однако для многих практических задач важно снять это ограничение и получить результаты при более общих программах нагружения. Удовлетворительные результаты можно получить, используя (при соблюдении определенных условий) теорию, развитую Пальмгреном и Минером (Miner, 1945). В основу этой теории положено допущение, что разрушение происходит, когда

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} = 1, \quad (6.1)$$

где n_i — число циклов нагружения, при которых напряжение меняется в пределах от S'_i до S''_i , а N_i — число циклов, которое потребовалось бы для разрушения образца, если бы изменения напряжений во времени были только периодическими с монотонным возрастанием напряжения от S'_i до S''_i и снижением вновь до S'_i .

В определенном смысле отношение n_i/N_i можно рассматривать как долю повреждений, вызванных циклами напряжений, меняющимися в пределах между S'_i и S''_i . Образец разрушается, когда накопление повреждений достигает 100%.

Эта теория предполагает, что последовательность приложения различных циклов нагружения не играет роли. Такое предположение противоречит обширным экспериментальным данным, полученным при испытаниях различных материалов (Newmark, 1952), и, следовательно, эту теорию нельзя считать применимой для исследования усталости в общем случае. Тем не менее если нагружение представляет собой стохастический процесс со слабой корреляцией между последовательными циклами, то можно ожидать, что уравнение (6.1) даст приемлемый критерий разрушения при многоциклового усталости.

Предполагая, что числа циклов N_i , соответствующие различным заданным значениям предельных напряжений S'_i и S''_i , определены детерминистски, Майлс (Miles, 1954) подсчитал математические ожидания для $\sum n_i/N_i$ при воздействиях типа белого шума. Крендалл, Марк и Каббаз (1962) вычислили дисперсию этого отношения.

6.5. Поведение образцов простой формы при малоцикловых нагружениях

Усталостную прочность материалов обычно отличают от усталостной прочности конструктивных элементов. Такое различие, вообще говоря, не может быть строго обосновано, поскольку свойства материалов могут быть установлены только путем испытания образцов, а образцы характеризуются размерами, формой и обработкой поверхности. Тем не менее определенные основания для различного подхода к свойствам простых образцов и свойствам элементов конструкций имеются, так как на свойства последних оказывает влияние ряд дополнительных факторов. Это различие особенно уместно учитывать при рассмотрении малоциклового усталости.

Йао и Мунсом (Jao and Munse, 1962) была разработана специальная теория, описывающая работу мягкой стали на усталость при малоциклового нагружке, вызывающей одноосное на-

пряженное состояние. В соответствии с этой теорией разрушение происходит при

$$\sum_i \left(\frac{\Delta p_i}{\epsilon_{ui}} \right)^z = 1, \quad (6.2)$$

где

$$z = 1 - 0,86 \frac{\Delta n_i}{\Delta p_i}.$$

Член Δp_i представляет собой разницу между максимальным положительным и максимальным отрицательным значениями пластической деформации при i -той перемене ее знака (рис. 6.13); ϵ_{ui} — разрушающая пластическая деформация от растяжения, соответствующая коэффициенту пластической деформации от предварительного сжатия для данного цикла нагрузки (для мягкой стали можно в среднем принять $\epsilon_{ui} = 0,85$); Δn_i — пластическая деформация от предварительного сжатия, возникшая до появления растягивающей пластической деформации цикла.

Казирай и Йао (Kasiraj and Jao, 1969) применили критерий Йао и Мунса для исследования реакций группы каркасов, приняв нагрузки на них в соответствии с записями двух землетрясений. Они установили, что при заданном коэффициенте пластичности объем разрушений, вызванных землетрясением, представляет собой, вообще говоря, возрастающую функцию частоты собственных колебаний. Причина состоит в том, что возрастающей функцией этой частоты является число знакопеременных циклов, а следовательно, и левая часть уравнения (6.2).

То обстоятельство, что критерий Йао и Мунса относится в большей мере к пластическим деформациям, чем к напряжениям, позволяет считать их подход к исследованию малоциклового усталости более удовлетворительным по сравнению с методом Пальмгрена и Минера. Однако те ограничения, связанные с учетом влияния последовательности приложения различных циклов, которые мы отмечали в связи с критерием Пальмгрена-Минера, относятся в такой же степени и к критерию Йао-Мунса, а также к другим критериям, обычно используемым при изучении малоциклового усталости.

В случае трехосного напряженного состояния поведение некоторых материалов при малоциклового усталости удовлетворительно выражается с помощью критерия Мицухата (1969). В этом критерии существенную роль играют октаэдрические ации сдвига.

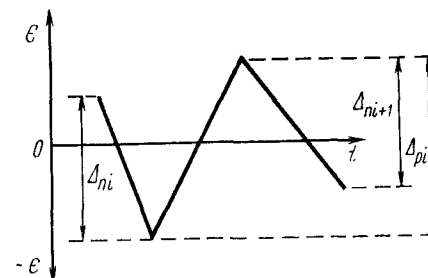


Рис. 6.13. Один из циклов графика пластической деформации (Yao and Munse, 1962)

Многое из того, что было сказано выше о многоцикловой усталости, непосредственно относится и к поведению материалов при малом числе нагружений. Теперь, однако, следует особо остановиться на тех изменениях, которые претерпевает кривая напряжение — деформация при последовательных циклах нагружения. Когда эти изменения включают в себя уменьшение

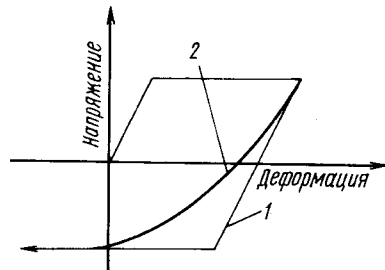


Рис. 6.14. Зависимость «напряжение — деформация» для строительной стали

1 — при моделировании стали как материала мейзинг-типа; 2 — для реального материала с эффектом Баушингера

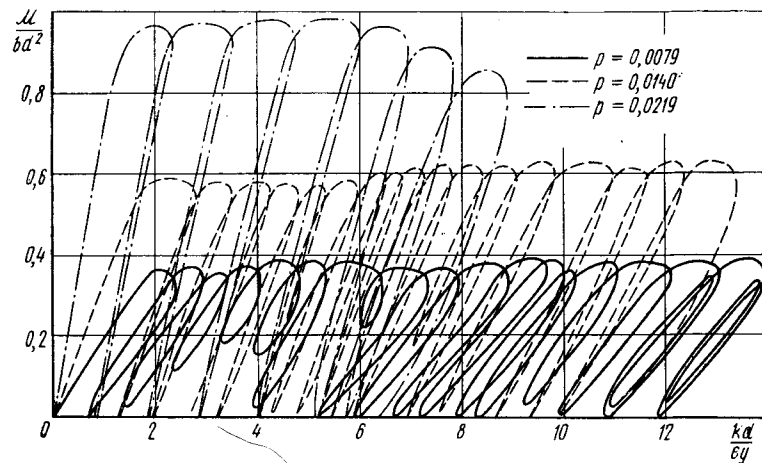


Рис. 6.15. Повторные нагружения изгибаемой железобетонной балки с одиночной арматурой (Sinha, Gerstle, and Tulin 1964):

b — ширина балки; d — полезная высота сечения; M — изгибающий момент; ϵ_y — деформация при пределе текучести; k — кривизна; ρ — процент армирования

напряжений при данном значении деформации или когда они связаны с появлением явных признаков повреждения, мы говорим о разупрочнении.

Если приложенные напряжения невелики, и зависимость напряжение — деформация мало отклоняется от линейной, можно обычно с достаточным основанием принять, что разупрочнение отсутствует. Если максимальное напряжение превышает предел усталости, то применимость этого допущения ограничена также и тем условием, что число циклов должно быть мало по

сравнению с числом, при котором происходит разрушение. При этих условиях удовлетворительные результаты дает моделирование материала, обладающего гистерезисом и не обладающего разупрочнением, — например как материала мейзинг-типа (см. подразд. 5.3.6).

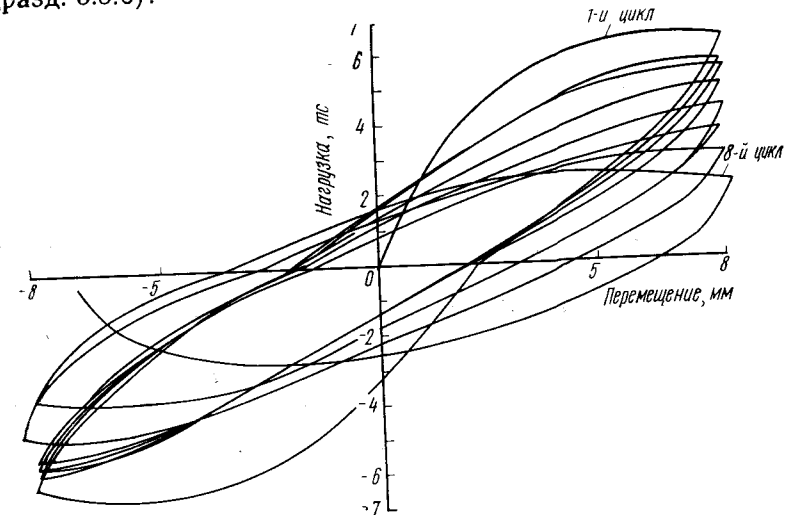


Рис. 6.16. Зависимость нагрузка — перемещение для железобетонных колонн (Yamada, Kawamura, and Furni, 1966)

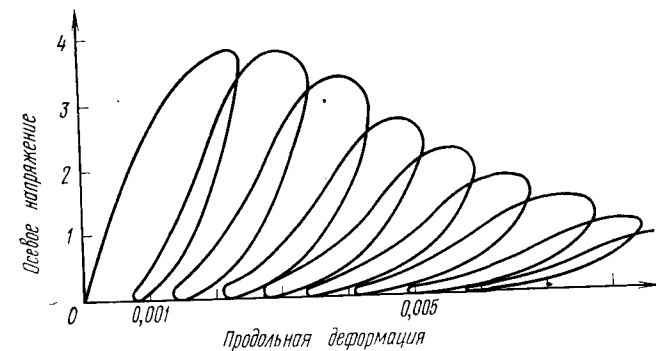


Рис. 6.17. Повторные сжимающие нагрузки для бетонного образца (Sinha, Gerstle, and Tulin, 1964a)

При высоких уровнях напряжений обычно происходит некоторое разупрочнение — «размягчение» — материала в пределах первого цикла. Для сортовой строительной стали, например, характерен эффект Баушингера, вследствие которого на кривой напряжение — деформация напряжения, соответствующие разрузке, оказываются меньшими, чем можно было бы ожидать

при идеализации мейзинг-типа (рис. 6.14). В бетоне и неармированной кладке возникают микротрещины, снижающие жесткость этих материалов при последующих циклах нагрузки. В железобетоне и армированной кладке образуются микротрещины, вследствие которых растягивающие усилия при последующих циклах могут восприниматься только сталью. В зависимости от процента армирования снижение жесткости может быть весьма существенным (рис. 6.15). Это снижение может иметь место еще до первого цикла, поскольку трещины могут возникнуть

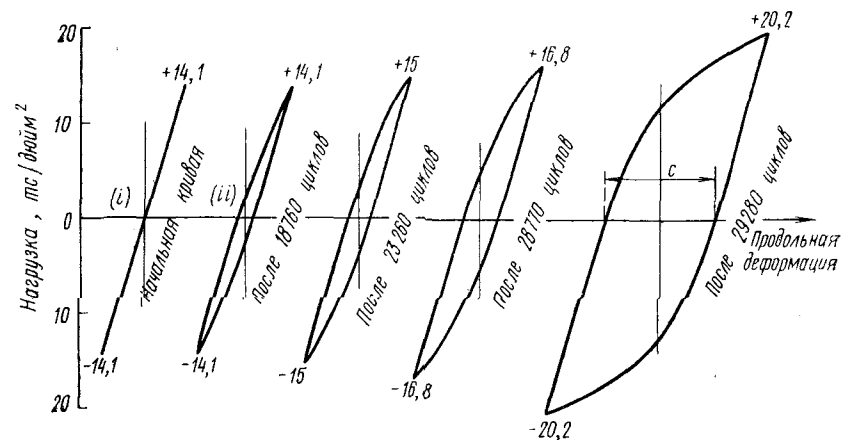


Рис. 6.18. Повторные нагрузки для машиностроительной стали (Salmon, 1953)

вследствие объемных деформаций материала, вызванных температурными изменениями или усадкой.

При высоких напряжениях сравнительно небольшое число циклов нагружения может привести к значительному изменению формы кривой напряжение — деформация. Это явление проиллюстрировано для различных условий на рис. 6.16—6.18.

6.6. Поведение конструктивных элементов

Описывая работу конструкций, рассмотрим отдельно данные, относящиеся к изгибаемым элементам, к соединениям, к рамам и неразрезным балкам и к диафрагмам (включая поперечные стены). Данные, которыми мы располагаем относительно других типов конструкций, весьма невелики.

6.6.1. Изгибаемые элементы. Ограничимся рассмотрением работы железобетонных балок прямоугольного сечения и стальных двутавровых балок. Этот материал может служить основой для экстраполяции на другие изгибаемые элементы, работа которых мало изучена.

При проектировании сейсмостойких сооружений часто оказывается важной проверка прочности на срез круглых железобетонных колонн. Действительно, наиболее крупными из разрушившихся конструкций были, вероятно, круглые колонны гостиницы «Макуто-Шератон» в Каракасе (рис. 6.19), в которых при землетрясении 1967 г. возникли косые трещины от растяжения. Этот вопрос редко возникает при расчете на вертикаль-



Рис. 6.19. Разрушение от косого растяжения колонны здания гостиницы «Макуто-Шератон»

ные нагрузки, поэтому в большинстве строительных норм он не рассматривается. Колонны указанного типа были испытаны статически на различные осевые нагрузки (Faradji—Carón and Diaz de Cossio, 1965). Авторы пришли к выводу, что сопротивление срезу в таких колоннах можно вычислять как для прямоугольных колонн, принимая полезную площадь бетона равной полной площади косоугольного сечения. Эффект поперечного армирования можно учесть так же, как для прямоугольного сечения,

имеющего такую же площадь арматуры и такое же расстояние между стержнями.

Для железобетонных балок при небольшом числе нагружений могут быть с достаточной точностью использованы данные о поведении простых образцов. Однако при этом необходимо учесть следующее.

1. После появления значительных косых трещин от растяжения происходит быстрое снижение прочности балки (Meli and

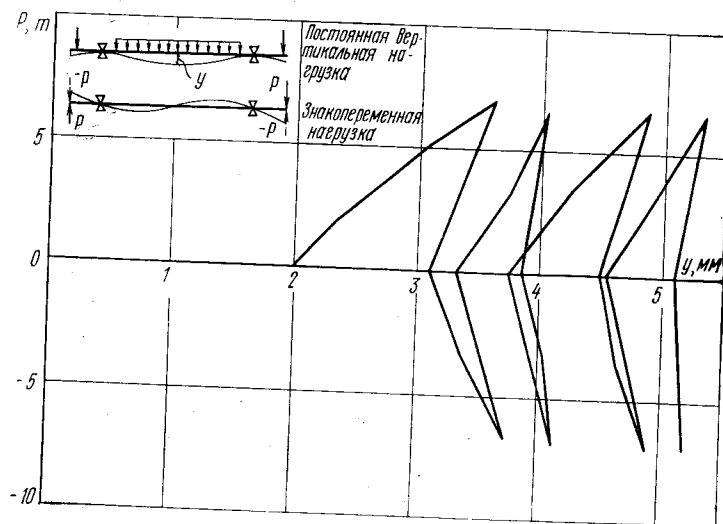


Рис. 6.20. Разрушение железобетонной балки от косого растяжения при повторных нагрузках (Meli and Diaz de Cossio, 1964)

Diaz de Cossio, 1964). Это видно из рис. 6.20. Более того, длина балки непрерывно возрастает вместе с увеличением количества расширяющихся косых трещин, возникающих при последовательных нагружениях (Pauley, 1969).

2. Аналогичная картина возникает, по-видимому, также при значительных смещениях стержней арматуры относительно окружающего их бетона или когда начинающееся раскалывание бетона проявляется в местах анкеровки арматуры либо вблизи перегибов стержней. На рис. 6.21 показано разрушение бетона от трещин, вызванное особенно неудачной конструкцией анкерной детали. Влияние концентрации напряжений в местах обрыва стержней настолько велико, что даже при статической нагрузке добавление коротких растянутых стержней может снизить сопротивление балки косому растяжению (Varon, 1966).

3. При многоцикловой усталости прочность стержней, имеющих крюки или перегибы, существенно ниже прочности аналогичной прямой арматуры (Pfister and Hognestad, 1964). Как



Рис. 6.21. Раскалывание бетона вблизи неудачной анкеровки арматуры

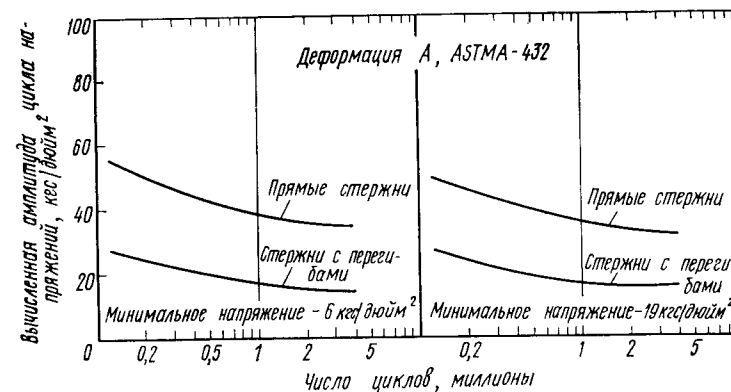


Рис. 6.22. Влияние крюков и перегибов стержней арматуры на результаты повторных нагружений железобетонных балок (Pfister and Hognestad, 1964)

видно из рис. 6.22, это проявляется уже после сравнительно небольшого числа циклов.

При статических или циклических нагрузках, не вызывающих знакопеременного изгиба, сжатая арматура в прямых элементах обычно не выпучивается за пределы бетона даже при больших деформациях и при отсутствии удерживающих связей или хомутов. Для предотвращения выпучивания, как правило, достаточно защитного слоя бетона. Более того, вследствие кри-

визны, возникающей в местах значительного изгиба, продольная арматура имеет тенденцию к смещению внутрь балки.

Исключение представляет собой арматура, расположенная в углах, однако для ее удержания достаточно небольшого числа связей или хомутов. При криволинейных элементах необходима установка частых связей или хомутов для закрепления сжатых стержней, расположенных с выпуклой стороны, и растянутых стержней, расположенных с вогнутой стороны конструкции. Другим исключением является продольная арматура, расположенная с менее сжатой стороны колонн, испытывающих совместное действие продольной силы и изгиба, особенно при длительном действии нагрузки, когда ползучесть бетона приводит к значительным деформациям сжатия.

Если изгибающий момент является знакопеременным, а его значения таковы, что при одних циклах нагрузки в арматуре возникают растягивающие напряжения, превышающие предел текучести, а при других она оказывается сжатой, то тенденция стержней к выпучиванию настолько велика, что становится безусловно необходимой установка специальной поперечной арматуры для предотвращения выпучивания. Имеются приближенные методы¹, позволяющие определить при этих условиях необходимое расстояние между поперечными стержнями.

При надлежащем конструировании железобетонных балок может быть использован приводящий к некоторому запасу критерий, предложенный Блюмом, Ньюмарком и Корнингом (1961), который применим даже при сравнительно небольшом числе нагружений. Критерий основан на допущении, что соотношение момент — кривизна является таким же, как в упругопластическом теле с ограниченной максимальной кривизной. Параметры этого соотношения выбираются так, чтобы энергия деформации на единицу длины приблизительно совпадала со значением этой энергии, полученным на основе испытаний, при которых величина изгибающего момента доводится до предельной.

Значения кривизны и момента при достижении текучести растянутой арматурой соответствуют разрыву в идеализированном соотношении момент — кривизна. Эти значения могут быть найдены обычным способом и здесь не приводятся. Обычно предельный момент может быть с достаточной точностью принят равным моменту, соответствующему появлению текучести. Следовательно, для того чтобы найти полную кривую момент — кривизна, нам остается только определить отношение кривизны при предельном моменте к кривизне, соответствующей появлению текучести.

¹ Один из таких методов был разработан Бреслером и Джильбертом (1961) в предположении, что нагрузка на элемент является статической. Поскольку в этом исследовании не учитывается влияние защитного слоя бетона, оно может быть использовано при знакопеременном изгибе рассматриваемого типа. Основное упрощение, принятое при разработке метода, основано на пренебрежении кривизной элемента.

нию текучести. Согласно рассматриваемому критерию, для прямоугольного сечения с умеренным армированием и без сжатой арматуры это отношение будет равно:

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_y} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_y} \frac{1 - k}{1 - k_u}, \quad (6.3)$$

где α — кривизна; u и y относятся соответственно к предельным условиям и к условиям при текучести; ϵ_{cu} — предельная деформация в бетоне; ϵ_y — деформация растянутой арматуры при пределе текучести;

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np;$$

$$k_u = \frac{pf_y}{f_{cu}}.$$

Здесь n — отношение модулей (модуля упругости арматуры к модулю упругости бетона); p — процент армирования; f_y — предел текучести арматуры; f_{cu} — среднее сжимающее напряжение в бетоне при предельном моменте.

В центрально-нагруженных стандартных бетонных образцах цилиндрической формы при нестесненных деформациях значение ϵ_{cu} меняется в пределах от $2 \cdot 10^{-3}$ до $3,5 \cdot 10^{-3}$. Однако при изгибе целесообразно принять более осторожное значение $\epsilon_{cu} = 4 \cdot 10^{-3}$.

Среднее напряжение в бетоне f_{cu} может быть принято равным $0,7 f'_c$ при $f'_c \leq 5$ ksi (f'_c — стандартная цилиндрическая прочность бетона) и равным

$$f_{cu} = 1,5 \text{ ksi} + 0,4 f'_c$$

при большей прочности.

Наличие сжатой арматуры увеличивает пластичность, так как, незначительно влияя на величину k , эта арматура существенно снижает значение k_u , поскольку при $p' < p$ можно обычно принять, что

$$k_u = \frac{(p - p') f_y}{f_{cu}}.$$

Отношение α_u/α_y во всяком случае нецелесообразно принимать большим 20, так как при знакопеременных нагрузках трудно добиться более высокой пластичности, и, кроме того, она вряд ли оказалась бы полезной для практических целей.

Взамен уравнения (6.3) применялась также более грубая оценка (Newmark and Hall, 1968):

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_y} = \min \left(\frac{10}{p - p'}, 20 \right),$$

которая обычно приводит к некоторому запасу.

Для заданной эпюры моментов действительная эпюра кривизны балки представляет собой сложную функцию многих переменных. Блюм, Ньюмарк и Корнинг рекомендуют представление этой функции в соответствии с рис. 6.23. Эпюре изгибающей

щих моментов на рис. 6.23 (принятой для наглядности в виде прямой линии, проходящей через нуль в точке A и над опорой в точке B) соответствует на рис. 6.23, b упругая эпюра кривизны 1. Действительная эпюра кривизны может быть принята в виде кривой 2 на этом рисунке. Часть ее ординат больше ординат упругой эпюры (заштрихованная площадь), что приближенно соответствует повороту пластического шарнира в точке B .

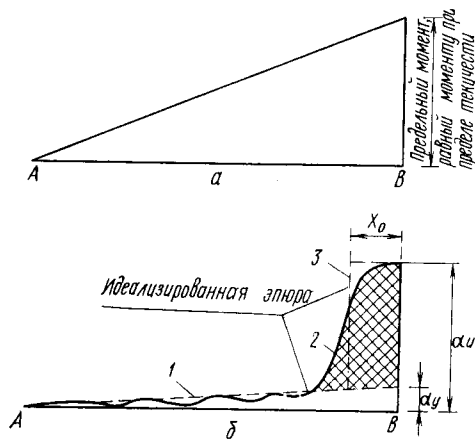


Рис. 6.23. Возможная и идеализированная эпюры кривизны железобетонной балки (Blume, Newmark, and Corning, 1961)

Предлагаемое упрощение состоит в замене действительной эпюры 2 упругой эпюрой 1 и на участке X_0 пластической эпюрой 3. Длину X_0 авторы рекомендуют принимать равной полезной высоте сечения элемента, но не более половины расстояния до точки перегиба.

Таким образом, заданная балка может быть приближенно заменена двумя балками, из которых одна работает линейно вплоть до кривизны α_y , а другая представляет собой механизм с жесткими шарнирно соединенными элементами.

Максимальный поворот в шарнире равен $X_0(\alpha_u - \alpha_y)$.

Коэффициент пластичности элемента, конечно, меньше (и обычно намного меньше) чем отношение α_u/α_y . А коэффициент пластичности всего сооружения, как мы видели в гл. 5, меньше этих коэффициентов для его отдельных элементов.

Рой и Созен (1964) получили эмпирические формулы для оценки возможных коэффициентов пластичности железобетонных элементов¹. В случае простого изгиба полная картина изменения во времени процесса нагружения — перемещение при последовательных циклах нагружения может быть достаточно точно установлена с помощью метода, разработанного Бертеро и Бреслером (1969).

Неоднократное достижение продольной арматурой предела текучести и появление косых трещин часто приводят к растрескиванию бетона (рис. 6.24). Растрескивание является причиной частичной потери (нарушения) сцепления. Это в свою очередь

¹ Эти формулы, конечно, не учитывают число циклов нагрузки, но они достаточно надежны для большинства практических задач, в которых нас интересует сравнительно небольшое число циклов.

может привести к разрушению в местах анкеровки стержней вследствие увеличивающегося скольжения арматуры в бетоне или вследствие его раскалывания.

В балках со сжатой арматурой расширение верхних и нижних трещин, вызванных изгибом, сопровождающееся накоплением неупругих удлинений в продольных стержнях, приводит к тому, что вся поперечная сила передается на эти стержни. Вызванное этим искривление стержней может привести к раскалыванию бетона.



Рис. 6.24. Разрушение защитного слоя бетона

Растрескивание бетона, нарушение сцепления, расширение трещин, эффект Баушингера, возникающий в ряде случаев в арматуре, снижение модуля упругости бетона под действием повторных нагружений — все это способствует уменьшению жесткости железобетонных конструкций (Bertero and Bresler, 1969). В результате способность этих конструкций к поглощению энергии может резко снизиться даже в тех случаях, когда их прочность практически не нарушена, и даже если их коэффициент пластичности (определенный обычными методами) возрастает при последовательных циклах нагружения. Большинство отрицательных последствий повторных нагружений можно избежать с помощью продуманного конструирования и применения частых замкнутых связей (типа хомутов) в зонах расположения пластических шарниров.

При обычном подходе к проектированию железобетонных конструкций учитывается в основном только прочность, в то время как пластичности и способности к поглощению энергии уделяется мало внимания. Такой подход, по-видимому, связан с тем, что учет этих факторов потребовал бы пересмотра некоторых не всегда оправданных упрощений, положенных в основу традиционного расчета по предельным нагрузкам (Sozen and Nielsen, 1966).

Одним из многих положений, которые часто не учитываются при традиционном расчете, является то обстоятельство, что очень высокая пластичность элемента может проявиться только при достаточной протяженности зон пластических шарниров. Для этого арматура должна иметь значительную область упрочнения за пределом текучести. Необходимо также более осторожное, чем при статических воздействиях, конструирование стыков растянутой арматуры, чтобы бетон в области стыков не разрушался при сейсмических нагрузках, меньших тех, которые вызывают значительные пластические деформации и упрочнение арматуры. Для предотвращения такого разрушения бетона в области стыков особенно важна частая расстановка поперечной арматуры на этих участках. Слишком сильное армирование, особенно в местах стыков арматуры, нередко является причиной разрушения при землетрясениях, причем такое разрушение может иметь место при расположении стыков как на растянутых, так и на сжатых или изогнутых участках конструкции.

Имеются экспериментальные данные о малоцикловой усталости железобетонных элементов средней гибкости при совместном действии осевых и поперечных сил (Yamada, Kawamura, and Furui 1966; Newmark and Hall, 1968; Yamada, 1969). Ямада (1969) приводит результаты испытаний заполненных бетоном стальных труб, отличающихся очень высоким поглощением энергии в неупругой области. Результаты испытаний, приведенные Ньюмарком и Холлом (1968), показывают, что с возрастанием осевой нагрузки коэффициент пластичности α_u/α_y постепенно снижается до значений порядка 6 или несколько больше, если осевая нагрузка достаточно велика, чтобы вызвать «уравновешенное» разрушение (текучесть растянутой арматуры и разрушение бетона сжатой зоны достигаются одновременно). В тех случаях, когда арматура имеет отчетливо выраженную площадку текучести и область упрочнения, это снижение проявляется в меньшей степени, чем при других видах арматуры. При больших значениях осевых сил необходимо иное представление зависимости момент — кривизна, поскольку в этих случаях уже не возникает текучести арматуры при растяжении.

В предварительно напряженных железобетонных балках площадь петли гистерезиса, как правило, намного меньше, чем в аналогичных балках из обычного железобетона. Если их отклонение от линейной работы связано главным образом с раскры-

тием трещин, вызванных растяжением при изгибе, то петли гистерезиса оказываются совсем тонкими (Spenser, 1968 and 1969), и работа таких балок может быть описана упруго-билинейной диаграммой с эквивалентным затуханием, составляющим не более нескольких процентов от критического. В то же время такие предварительно напряженные конструкции в значительно большей степени, чем обычные железобетонные, подвержены разупрочнению при повторных нагружениях.

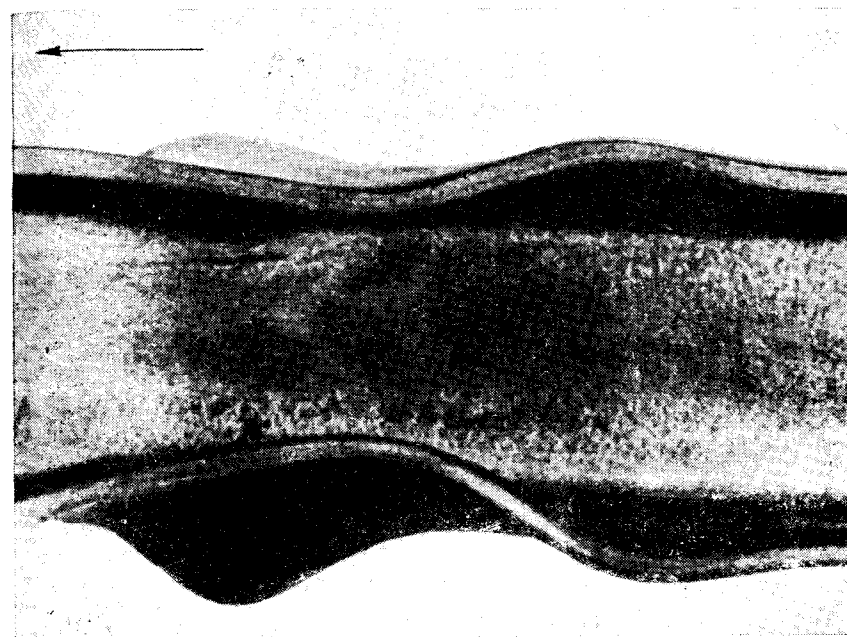


Рис. 6.25. Характерный случай местного выпучивания полки стальной двутавровой балки при знакопеременном изгибе (Bertero and Popov, 1965).
← — край зажимного устройства

В стальных двутавровых балках и балках типа WF разупрочнение материала полки, связанное с эффектом Баушингера, уменьшает касательный модуль упругости, приводя к выпучиванию полки после немногих циклов нагружения. Иногда такое выпучивание сопровождается разрывами стенки. Сильное влияние на возникновение выпучивания оказывают величина деформации и количество знакопеременных циклов. Для изучения этого явления был проведен ряд испытаний консольных балок. Характерный тип разрушения схематически показан на рис. 6.25. Зависимость между числом знакопеременных нагружений и максимальной деформацией, вызывающей выпучивание образца, приведена на рис. 6.26.

Можно было бы ожидать, что максимальная деформация и число циклов, необходимые для выпучивания полки, являются возрастающими функциями отношения толщины полки к ее ширине. Однако испытания балок с отношениями ширины полки к ее толщине в пределах от 14 до 23 указывают на незначительное влияние этого фактора (Torvi, Olson and Davenport, 1966).

Даже при испытаниях прямоугольных балок из малоуглеродистой стали влияние числа циклов знакопеременной текучести проявляется очень отчетливо (Royles, 1966), что хорошо

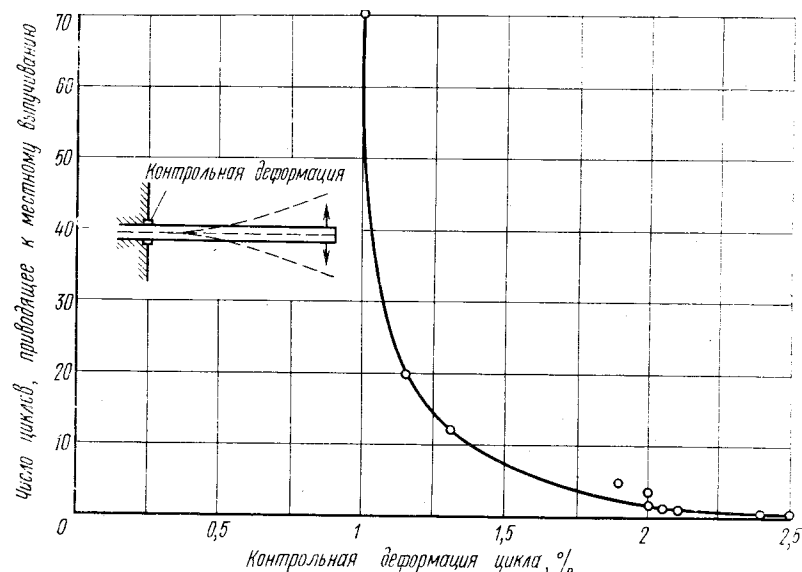


Рис. 6.26. Зависимость между числом циклов знакопеременной нагрузки, приводящим к выпучиванию, и максимальной деформацией (Bertero and Popov, 1965)

согласуется с теми выводами, которые могут быть сделаны из испытаний образцов на малоцикловую усталость при одноосных деформациях¹.

Испытания двутавровых балок указывают на существенное влияние элементов жесткости. Действительно, при любом данном числе знакопеременных циклов, меньшем, чем 200, максимальные деформации, приводящие к разрушению, оказываются примерно на 300% ниже, чем это следует из рис. 6.26, что, по-видимому, связано с выступом колонны (рис. 6.26), который аналогичен ребру жесткости, расположенному в сечении с наибольшими деформациями. Таким образом, можно ожидать, что

¹ См. работы Ройлса (Royles, 1966), а также Кришнасами и Шербурна (1966), в которых предложены зависимости момент — кривизна для прямоугольных балок и рассмотрена их малоцикловая усталость при изгибе.

достаточно частые ребра жесткости могут значительно расширить область надежности при повторных знакопеременных нагрузках. Это, очевидно, относится и к коробчатым профилям. И хотя данные о работе замкнутых или укрепленных ребрами профилей при знакопеременных нагрузках отсутствуют, рис. 6.26 может служить основанием для экстраполяции на такие условия нагружения теоретических и экспериментальных данных, относящихся к статистической работе элементов различной формы.

6.6.2. Соединения. Соединения элементов конструкций относятся к числу наиболее уязвимых участков сооружений, испытывающих повторные нагружения.

Результаты испытаний узлов соединений балок с колоннами в железобетонных каркасах показывают, что основным условием нормальной работы узла, особенно при повторных знакопеременных нагрузках, является ограничение боковых перемещений бетона (Hanson and Conner, 1967). Если такое ограничение не обеспечено, бетон раскалывается при изгибающих моментах, намного меньших, чем моменты, подсчитанные без учета этого фактора. Небольшого количества циклов нагружения достаточно для того, чтобы свести несущую способность узла практически к нулю. Более того, уже при сравнительно невысоких напряжениях возникают большие косые трещины (Corley and Hanson, 1969).

Особенно ненадежна работа узлов (соединений балок с колоннами) такого типа, который показан на рис. 6.27, а. Из литературы (McKraig, 1962) известен случай обрушения рамы при статической нагрузке вследствие дефектной детали, аналогичной той, которая показана на этом рисунке, несмотря на полное соответствие проекта требованиям норм. По тем же причинам работа узла, показанного на рис. 6.27, б, при повторных нагружениях также ненадежна.

Некоторые из предложенных методов усиления узлов связями или хомутами с целью предотвращения разрушения соединений, показанных на рисунках 6.27, а и 6.27, б, на ранних стадиях нагружения (см. рис. 6.27, в), основаны на том, что единственным существенным фактором являются поперечные или косые растягивающие усилия у пересечения элементов (Hanson and Conner, 1967; Corley and Hanson, 1969). Поскольку распределение напряжений в бетоне узла значительно отличается от этого распределения в несколько удаленных от опоры частях балки, указанные методы могут быть применены без существенной ошибки в сторону запаса только в том случае, если мы примем, что предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном, намного (возможно, на 60%) больше той, на которую обычно рассчитываются балки.

С учетом этого обстоятельства можно полагать, что эти методы могут быть использованы не для предотвращения, а толь-

ко для ограничения косых трещин. Косые хомуты или связи полностью предотвратили бы возникновение таких трещин, но их применение обычно не оправдано с точки зрения производства работ. Кроме того, методы, основанные только на учете касательных напряжений, не позволяют контролировать или предупреждать раскалывание бетона в плоскостях, где расположены крюки арматуры. Однако разработка достаточно надежного

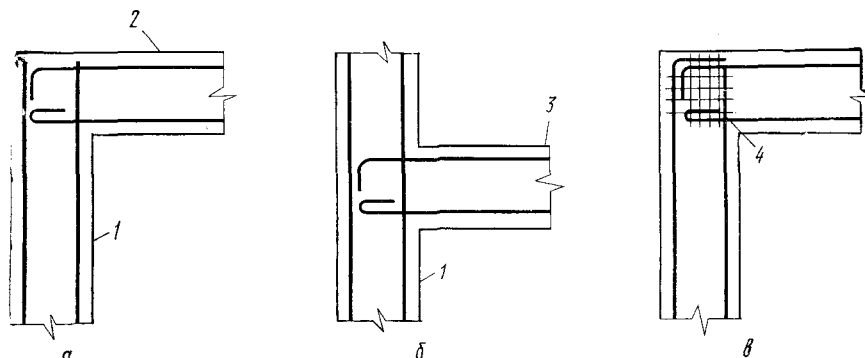


Рис. 6.27. Некоторые типы соединений балок с колоннами в железобетонных каркасах

1 — крайняя колонна; 2 — балка покрытия; 3 — балка перекрытия; 4 — дополнительные хомуты и связи

метода, позволяющего предотвратить разрушения указанного типа, не вызывает особых затруднений.

Обычно к узлу соединения балки с колонной примыкает балка, перпендикулярная к плоскости, образуемой этими элементами. Наличие такой балки, как правило, обеспечивает требуемое ограничение боковых перемещений, если только она правильно расположена по отношению к узлу. Результаты испытаний, упомянутых выше, позволили сделать такой вывод несмотря на то, что балка, перпендикулярная к плоскости узла, не несла никакой нагрузки. Практически узел, по-видимому, окажется в еще более благоприятных условиях, благодаря отрицательным моментам у граней колонны, поддерживающей эту балку.

Соединения стальных элементов, как сварные, так и клепаные, под действием повторных знакопеременных нагрузок, обычно быстро стабилизируются, и после немногих нагружений кривые сила — перемещение почти не меняются от цикла к циклу до тех пор, пока число циклов не приближается к такому, при котором возникает разрушение (Роров, 1969). В большинстве случаев эти кривые близки к кривым мейзинг-типа (см. подразд. 5.3.6), что при клепаных соединениях может быть объяснено их сходством с соответствующей принципиальной моделью (см. рис. 5.18, а).

Несмотря на то, что кривая мейзинг-типа, в общем, соответствует рассматриваемому случаю, Попов и Пинкней (1969) указывают, что в зависимости от класса стали основная кривая, полученная при возрастающем циклическом нагружении, может лежать несколько выше или несколько ниже основной кривой для монотонного нагружения. Для различных типов испытанных ими соединений основная кривая циклического нагружения оказалась несколько выше.

Для большинства соединений, испытанных этими авторами, основная зависимость момент — кривизна может быть достаточно точно аппроксимирована кривой Рамберга — Осгуда [см. уравнение (5.22)]. Дважды интегрируя эпюру кривизны, получим зависимость такого же типа между нагрузкой и прогибом. При последовательных циклах разгрузки и нагрузки эта зависимость принимает вид:

$$\frac{y - y_i}{y_0} = \frac{Q - Q_i}{\beta} \left(1 + \alpha \left| \frac{Q - Q_i}{2Q_0} \right|^r \right), \quad (6.4)$$

где y — прогиб; Q — нагрузка; α , r , y_0 и Q_0 — параметры основной кривой; y_i и Q_i — координаты точки начала цикла разгрузки или повторной нагрузки; β — коэффициент, отражающий степень снижения жесткости, который зависит от максимальной кривизны, достигнутой при предыдущих циклах, и от числа циклов и связан с эффектом Баушингера и другими факторами.

При чисто мейзинговском типе работы $\beta = 1$. Попов и Пинкней установили, что для испытанных ими соединений α обычно имеет величину порядка 0,5, r лежит в пределах между 7 и 8, а значение β близко к 1. Как исключение, коэффициент β в каком-либо соединении может после более чем 60 циклов сильного деформирования снизиться со значения, несколько большего 1, до величины порядка 0,5.

Не все соединения имели кривые нагрузка — прогиб, соответствующие той идеальной форме, которая описывается уравнением (6.4). Например, болтовое соединение с завышенными размерами отверстий и сварное соединение с заниженными размерами стыковых накладок имели нетипичную форму кривых нагрузка — прогиб с площадью петли гистерезиса, примерно на 30% меньшей, чем у характерных кривых при той же максимальной нагрузке.

Прочность соединений элементов, в общем, обладающая достаточной стабильностью при действии повторных нагружений, весьма чувствительна к качеству изготовления. При низком качестве изготовления даже лабораторные образцы разрушались под действием небольших нагрузок.

Наиболее характерным фактором, ограничивающим несущую способность даже правильно запроектированных жестких соединений, являются пластические деформации от касательных напряжений в пересечении балки с колонной. Среднее значение касательных напряжений в этой части соединения может

быть подсчитано из условий статики, и обычно можно с достаточной точностью принять, что общая текучесть в пересечении наступает, когда это среднее значение достигает $1/\sqrt{3}$ от предела текучести при растяжении для данного материала, что согласуется с критерием пластичности Мизеса (Bertero, 1969). Даже в области почти линейной работы деформации сдвига в соединении могут быть весьма значительными и должны учитываться при расчете рамы.

В большинстве теоретических и экспериментальных исследований, посвященных работе соединений стальных конструкций, не рассматривается влияние вертикальных нагрузок, которое может быть существенным (Bertero, 1969). Это влияние можно учесть при расчете, используя приближенные и относительно простые методы. Данные о работе соединений трубчатых элементов при знакопеременных нагрузках также имеются в литературе (Bouwkamp, 1966).

6.6.3. Рамы и неразрезные балки. Для суждения о работе рам и неразрезных балок при повторных нагрузках могут быть частично использованы данные, относящиеся к изгибаемым элементам и соединениям. Однако, помимо этого, следует учесть перераспределение изгибающих моментов, а также «шейкдаун».

Результаты, полученные Бертеро, Макклором и Поповым при серии испытаний небольших железобетонных рам, иллюстрируют характер той информации, которую может дать непосредственное рассмотрение работы изгибаемых элементов и соединений. Для анкеровки арматуры балок и колонн были использованы анкерные пластинки, поскольку более распространенный тип анкеровки с помощью крюков быстро разрушается.

Испытания показали, что повторные нагружения не привели к значительному снижению прочности рам. После 100 циклов при нагрузке, соответствующей примерно 80% прочности рам при статическом нагружении, они все еще сохраняли более 95% этой прочности. Рама, подвергнутая четырем знакопеременным циклам с величиной нагрузки, равной 85% статической несущей способности конструкции, не обнаружила какого-либо снижения прочности. Эти результаты согласуются с данными, полученными для балок и колонн, поскольку при принятом соотношении размеров рам их прочность определялась изгибом.

Однако, хотя повторные нагружения почти не оказали влияния на прочность рам, их жесткость, а следовательно, и способность к диссипации энергии при неупругих деформациях резко снизилась¹ (см. рис. 6.28).

¹ Снижение жесткости рам не во всех случаях приводит к резкому уменьшению диссипации энергии при неупругих деформациях. (Прим. науч. ред.).

Умемура и Аояма (1969) разработали методы определения перемещений неупругих железобетонных рам на основе работы отдельных элементов. Их подробные и обоснованные рекомендации охватывают также деформации сдвига в элементах и соединениях. Эти деформации во многих случаях играют существенную роль.

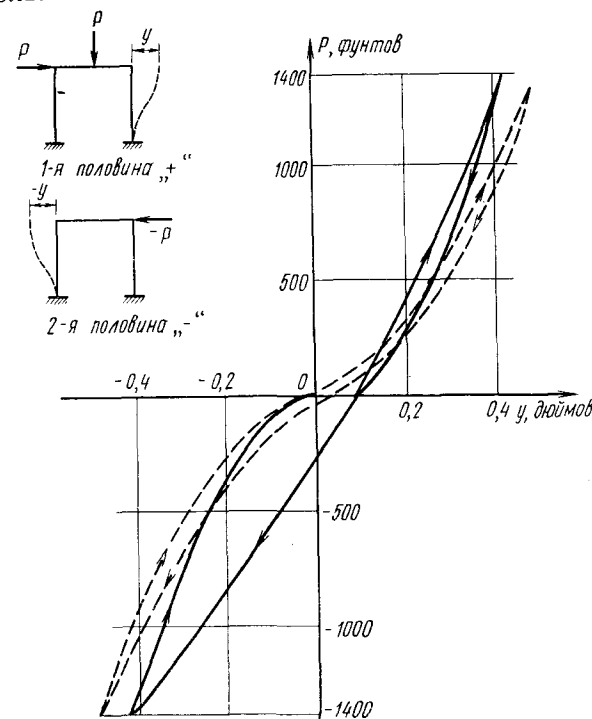


Рис. 6.28. Зависимости сила — перемещение для моделей железобетонных рам (Bertero, Meilure, and Popov, 1962)

Прогибы стальных рам от горизонтальных сил могут быть определены с достаточной точностью, но при этом, как правило, следует принять во внимание действие вертикальных нагрузок, упругие свойства материала, а также деформации сдвига в элементах и соединениях (Wakabayashi, Nonaka, and Matsui, 1969).

Результаты испытаний стальной рамы, показанной на рис. 6.29 (Arnold, Adams, and Zu, 1966), выявили важную роль остаточных напряжений. Кривые, соответствующие первым циклам нагрузки, показаны на рис. 6.30. При втором цикле сопротивление рамы действию поперечных сил оказалось намного большим, чем при первом, что на первый взгляд кажется парадоксальным. Это объясняется совместным действием остаточных напряжений и вертикальных сил. Показанные на рисунке кривые сила — перемещение могут быть получены исходя

из допущения, что зависимости момент — кривизна для монотонного нагружения остаются справедливыми на всех стадиях, но при этом следует учесть влияние осевого сжатия и дополнительные моменты, вызванные действием продольных сил.

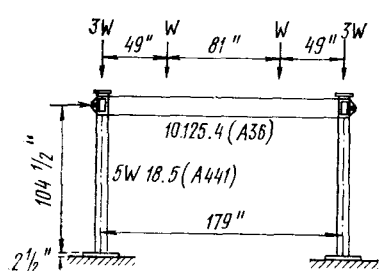


Рис. 6.29. Испытание стальной рамы на повторные нагрузки (Arnold, Adams, and Lu, 1966)

в тех случаях, когда для горизонтальной нагрузки кривые сила — перемещение симметричны), если предполагается, что их прогибы в пластической области будут значительны.

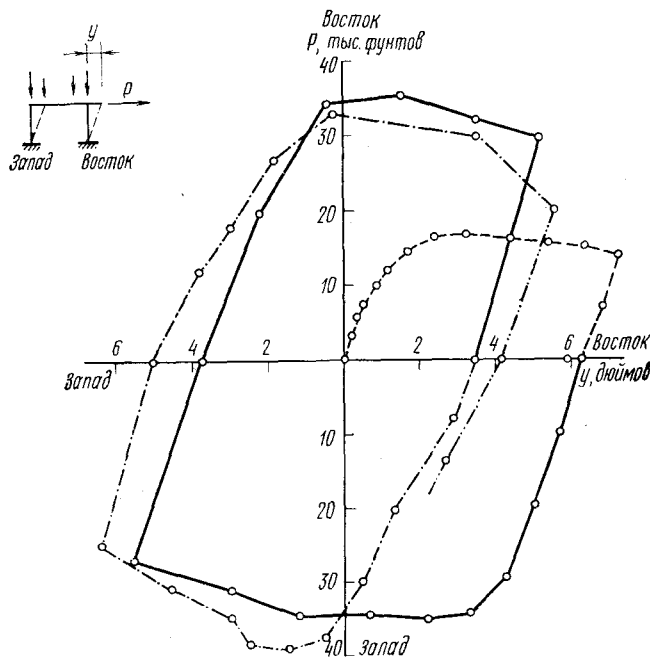


Рис. 6.30. Зависимость сила — перемещение для рамы, показанной на рис. 6.29 (Arnold, Adams, and Lu, 1966)

1 — начальное нагружение; 2 — первый цикл; 3 — второй цикл; 4 — последнее нагружение

Аналогичные результаты были получены Карпентером и Лу, 1969. После нескольких знакопеременных циклов горизонтального нагружения рама потеряла устойчивость в крутильной форме.

Вертикальный прогиб в середине ригеля увеличивался после каждого горизонтального нагружения и почти не уменьшался при разгрузке. Последнее обстоятельство следует иметь в виду при проектировании рам (даже

При определенных условиях в статически неопределимой конструкции могут в течение первого или нескольких первых циклов нагрузки возникнуть неупругие деформации, в то время как после этого вследствие перераспределения напряжений конструкция будет оставаться в упругой области. В таких случаях говорят, что конструкция прошла через шейкдаун. При более значительных амплитудах колеблющейся силы для этого необходимо возрастающее количество циклов нагрузки. При достаточно больших силах явление шейкдауна никогда не возникает. Влияние шейкдауна на конструкцию может быть учтено расчетом (Hodge, 1959).

Судя по результатам испытаний железобетонных рам и неразрезных балок принятая теория шейкдауна приводит к значительным погрешностям в сторону запаса (Gerstle and Tulin, 1966).

Методы расчета рам, основанные на предположении об однозначной зависимости момента от кривизны, не могут решить вопроса об отрицательной производной изгибающего момента по кривизне. Если соотношение момент — кривизна в каждом сечении однозначно и не зависит от таких соотношений в других сечениях, то превышение максимальной деформацией (например, прогибом) в статически определимой системе значения, соответствующего максимальной кривизне, должно уменьшить изгибающие моменты во всей системе. Это повлекло бы за собой уменьшение кривизны всюду, кроме одного сечения, где она возрастет, что в свою очередь потребовало бы уменьшения максимальной деформации, а это противоречит исходному допущению. Отсюда следует, что допущение об однозначной зависимости момента от кривизны неприменимо к конструкциям, имеющим нисходящую ветвь в кривой сила — перемещение. Наличие таких ветвей в кривых, полученных при фактических испытаниях, вынуждает нас применять такую зависимость момент — кривизна, которая учитывает работу не только рассматриваемого, но и соседних сечений.

С аналогичным парадоксом, мы сталкиваемся, например, в кривых напряжение — деформация для стержней из углеродистой стали, где напряжения постепенно уменьшаются, после того как деформация стержня достигает определенной величины. В подобных случаях мы должны, очевидно, учитывать зависимость напряжения в каждом сечении от деформаций в прилегающей к нему области. Аналогичный, хотя и весьма элементарный, метод был предложен применительно к зависимостям момент — кривизна (Rosenblueth and Diaz di Cossio, 1964).

К сожалению, исследования в этой области немногочисленны, что объясняется невозможностью использовать нисходящую ветвь в статически определимых конструкциях при вертикальной нагрузке, ввиду того, что они разрушаются на более ранней стадии. В статически неопределимых конструкциях при верти-

кальной нагрузке, а также в любых конструкциях, испытывающих динамические воздействия, нисходящие ветви кривой момент — кривизна и других обобщенных зависимостей между силами и деформациями являются резервом несущей способности, иногда весьма значительным. По причинам, которые мы упоминали, данные о влиянии скорости деформации на уклон нисходящей ветви весьма невелики, хотя можно предполагать, что это влияние довольно существенно.

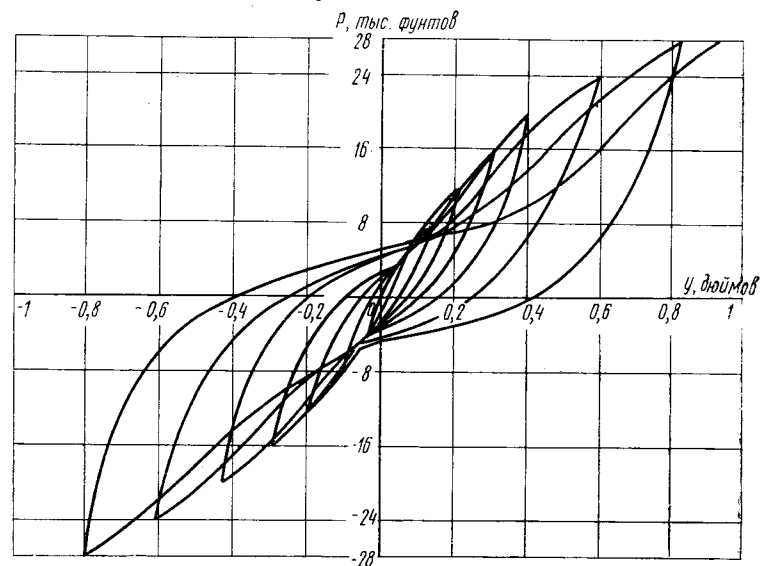


Рис. 6.31. Результаты испытания деревянных диафрагм на повторные нагрузки (Medearis, 1966)

6.6.4. Диафрагмы. Некоторые результаты испытаний деревянных диафрагм представлены на рис. 6.31. Они позволили сделать вывод, что не слишком большое число знакопеременных нагружений практически не вызывает разупрочнения. Последовательные циклы нагрузки при постоянной максимальной деформации почти не меняют вид кривых напряжение — деформация.

Форма этих кривых значительно отличается от формы, характерной для конструкций мейзинг-типа. Эквивалентное затухание при гистерезисе имеет величину порядка 8—10% независимо от амплитуды (эти значения были подсчитаны по отношению средней энергии гистерезиса к средней энергии деформации, исходя из соответствующих площадей под основной кривой). Поскольку древесина весьма чувствительна к скорости деформации (Hisada and Sugiyama, 1966), можно было бы ожидать, что форма этих кривых существенно меняется в зависимости от скорости нагружения.

Нижеследующие замечания относятся к статическим испытаниям железобетонных стен-диафрагм (Benjamin and Williams, 1959). Эти замечания основаны на результатах испытаний, полученных при монотонном нагружении стеновых панелей различных типов и размеров горизонтальными силами. Некоторые из этих панелей схематически изображены на рис. 6.32.

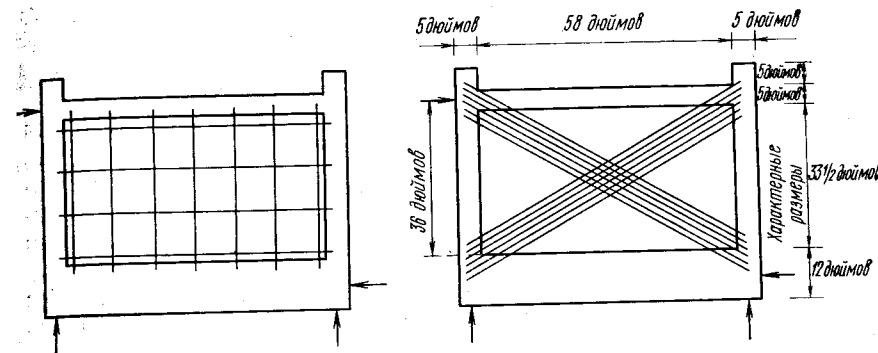
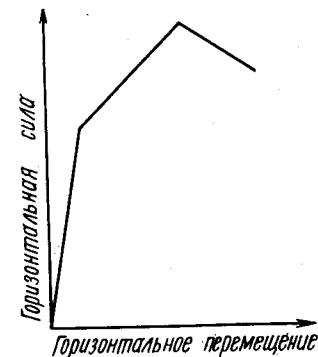


Рис. 6.32. Монотонное нагружение железобетонных стен горизонтальными силами (Benjamin and Williams, 1959)

Рис. 6.33. Характерная зависимость сила — перемещение для железобетонных поперечных стен (Benjamin and Williams)



Результаты испытаний показывают, что зависимости и сила — перемещение для этих элементов могут быть с приемлемой точностью аппроксимированы двумя прямыми линиями вплоть до максимального значения силы (рис. 6.33). Угол наклона первой из этих линий можно определить обычными методами сопротивления материалов (суммируя деформации сдвига и изгиба) исходя из того, что трещины в бетоне отсутствуют. При величине силы, соответствующей появлению трещин, кривая сила — перемещение имеет перелом. Для определения уклона второй линии могут быть использованы эмпирические уравнения. Грубо этот уклон можно найти аналогично уклону первой прямой, но изменив при этом полезную площадь сечения в соответствии с отношением модулей упругости арматуры и бетона и полагая, что бетон не воспринимает вертикальных растягивающих усилий. Для определения максимальной силы можно

использовать обычную теорию железобетона. Нисходящая ветвь дает дополнительный резерв прочности стены, которым не следует пренебрегать.

Те же испытания указывают на большую эффективность вертикальной арматуры по сравнению с горизонтальной. В действительности горизонтальная арматура служит только для ограничения ширины вертикальных трещин и играет небольшую роль (если вообще играет) в сопротивлении сдвигающим усилиям. Среди испытанных панелей некоторые имели горизонтальный размер, равный высоте или превышающей ее. Нет уверенности, что сделанный вывод остался бы справедливым для панелей, высота которых намного больше длины. Наклонная арматура оказалась при горизонтальной нагрузке менее эффективной, чем вертикальные стержни. При надлежащем конструировании она приводила к уменьшению ширины трещин вблизи углов.

Разница в жесткости и прочности для стен с одинаковыми расчетными характеристиками весьма велика даже при лабораторном контроле. Это может привести к серьезному расхождению между принципиальной детерминистской моделью работы сооружения и работой реальных зданий при сейсмических нагрузках, особенно в величине крутильных эксцентриситетов. Бенджамин (1969) исследовал этот вопрос, рассмотрев простой случай и приняв при этом упрощающие допущения, приблизительно справедливые вплоть до развития в стене первых трещин. Его анализ основан на результатах испытаний, которые дали для жесткостей стен экстремальное распределение типа 1 с коэффициентом изменчивости около 0,2. Для номинального касательного напряжения, приводящего к появлению трещин, распределение оказалось близким к нормальному с коэффициентом изменчивости, несколько превышающим 0,3.

Работа при повторных нагружениях панелей стен из неармированной кладки, деформации которых не стеснены, не представляет особого интереса. При однократном нагружении горизонтальной силой эти панели, если касательные напряжения невелики, работают практически линейно. Можно предполагать, что при нескольких нагружениях такие стены не дадут существенного отклонения от работы, характерной для почти линейного материала мейзинг-типа. При более высоких напряжениях происходит хрупкое разрушение.

Мы располагаем очень ограниченными экспериментальными данными о работе поперечных стен из неармированной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил. Можно предполагать, что наличие вертикальных сил приводит к ограничению деформаций, аналогичному действию окаймляющей рамы. Проведенные Эстева (1966) испытания стен из неармированной кладки с нестесненными деформациями, при которых вертикальная нагрузка не превышала 20% несущей спо-

собности стены, показали, что сопротивление такой стены сдвигу увеличивается по сравнению со стеной без вертикальной нагрузки на величину, составляющую примерно 38% этой нагрузки.¹

Если панель перегородки или стены окаймлена достаточно прочной рамкой и при этом обеспечена необходимая связь между ними, то горизонтальная сила, соответствующая какой-либо заданной угловой деформации, может быть приближенно определена как сумма двух слагаемых: силы, которую может

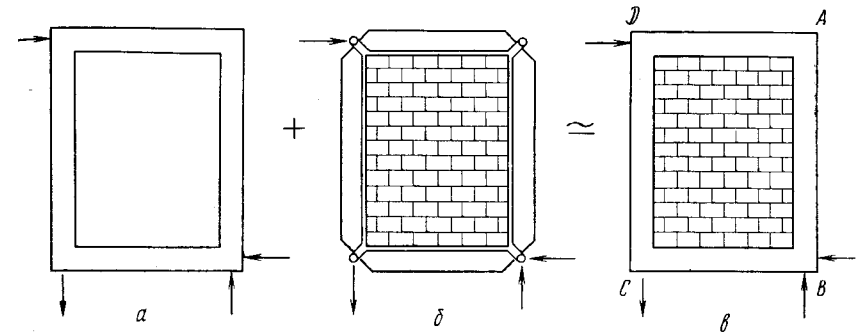


Рис. 6.34. Модель работы окаймленных стен

воспринять рамка при отсутствии стены, и силы, которую может воспринять стена, окаймленная рамкой в виде механизма из шарнирно соединенных жестких элементов (рис. 6.34).

При последовательных циклах знакопеременных горизонтальных нагрузок кривая сила — перемещение имеет формы, схематично показанные на рис. 6.35. Отделение рамки от стены в тех двух углах, где между ними возникают усилия отрыва (A и C на рис. 6.34, в), может иметь место как при малых (порядка 10^{-4}), так и при больших (порядка $30 \cdot 10^{-4}$) углах перекоса (при среднем значении около $6 \cdot 10^{-4}$) — в зависимости главным образом от степени усадки. Вплоть до нагрузки, соответствующей этому отрыву, зависимость сила — перемещение представляет собой практически прямую линию. Второй перелом в графике этой зависимости, не всегда заметный, соответствует появлению в кладке косых трещин (вдоль диагонали BD на рис. 6.34, в) при касательных напряжениях порядка $0,75 \sqrt{f'_m}$ (в кгс/см²), где f'_m — прочность кладки при простом сжатии. Максимальная поперечная сила соответствует касательному напряжению $0,9 \sqrt{f'_m}$ в панели. Деформации системы

¹ Однако, по данным Бенджамина и Вильямса (1958), влияние вертикальных сил на прочность при сдвиге гораздо значительнее.

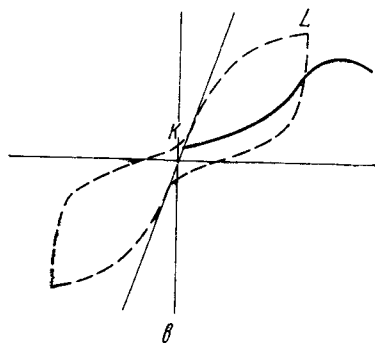
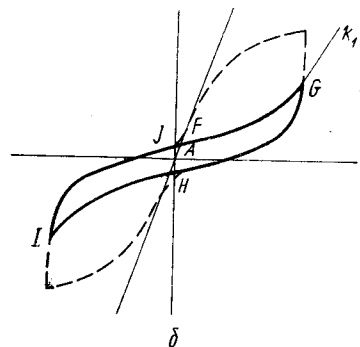
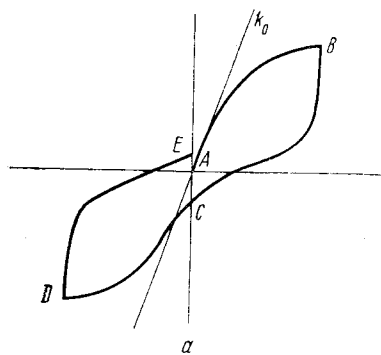


Рис. 6.35. Характерные кривые нагрузка — перемещение для окаймленных панелей стен из неармированной кладки (Esteva, 1966)

α — начальный цикл; β — промежуточный цикл; γ — последний цикл

стена — рамка могут неограниченно возрастать вплоть до разрушения рамки.

При последовательных циклах нагрузки снижение прочности незначительно, за исключением очень гибких стен или кладки из пустотелого кирпича. Однако, как видно из рис. 6.35 даже при неармированных стенах из обычной кладки происходит резкое снижение жесткости и способности к поглощению энергии. Используя результаты лабораторных испытаний применительно к работе стен при реальных сейсмических нагрузках, следует учитывать влияние ускорений, перпендикулярных к плоскости стены. После повреждений, вызванных воздействиями на стену в ее плоскости, сопротивление неармированной стены ускорениям из плоскости может значительно снизиться, что легко приводит к обрушению, особенно при кладке из пустотелого кирпича (рис. 6.36). После этого сопротивление стены в ее собственной плоскости практически сводится к нулю. Это особенно опасно для стен фасадов, так как падение обломков может привести к гибели прохожих.

На основе теоретических и экспериментальных исследований упругой работы прямоугольных стеновых панелей, нагруженных наклонными силами, Смит (1962 и 1966) предложил оценку их начальной жесткости. Некоторые эксперименты указывают на то, что эти оценки приводят к завышению начальной жесткости, если гибкость окаймляющей рамы намного меньше гибкости стены (Esteva, 1966), но соответствующие исследования относятся

только к квадратным панелям с окаймлением из четырех одинаковых железобетонных элементов.

Пока еще нет методов расчета количества арматуры, необходимого для того, чтобы предотвратить появление косых трещин в углах окаймленной рамы. При упомянутых экспериментах эти углы были сильно армированы с тем, чтобы избежать хрупких разрушений такого типа, которые были отмечены при предварительных испытаниях.



Рис. 6.36. Обрушение участков стен из пустотелого кирпича во время землетрясения 1967 г. в Каракасе

Появление косых трещин в углах окаймляющих рам происходит на практике относительно редко. Это можно объяснить тем, что все такие рамы, кроме самых верхних, несут значительную вертикальную нагрузку. Такое утверждение, по-видимому, подкрепляется результатами, полученными Фиарото, Созеном и Гамблем при испытаниях моделей многоэтажных рам со стеновым заполнением. Трещины в колоннах и ригелях этих рам иногда возникали раньше, чем видимые трещины в заполнении, но во всех случаях они первоначально возникали не непосредственно в узлах соединения ригелей с колоннами, а рядом с этими узлами. Причиной такого, казалось бы, преждевременного появления трещин в рамах было, очевидно, нарушение связи

между каркасом и стеновым заполнением¹. Согласно исследованиям Эстеви, Рэскона и Гутьереса (1969), появлению трещин в пересечениях элементов каркаса всегда предшествуют косые трещины в заполнении. Следовательно, в тех случаях, когда возникновение косых трещин в заполнении маловероятно, напряженное состояние узлов не должно вызывать особых опасений. Тем не менее разрушения такого рода имеют место в реальных зданиях (Esteve and Nieto 1967; Esteve, Rascón and Gutiérrez, 1969). Необходим расчетный критерий, учитывающий хрупкость материала, с которой связано это явление.

Наличие небольших зазоров между элементами рамы и стеной резко снижает начальную жесткость системы (Smith, 1966). Есть основания предполагать, что они снижают также ее несущую способность. Это связано с факторами, которые с трудом поддаются практическому контролю при строительстве, что, следовательно, приводит к известной неопределенности и к значительному разбросу жесткости для различных панелей одного и того же здания.

Работа окаймленных панелей из армированной кладки, в основном, подобна работе аналогичных неармированных панелей. Увеличение прочности за счет армирования пренебрежимо мало, а повышение пластичности, судя по данным лабораторных испытаний, также не очень существенно (Meli and Esteve, 1968). Можно, однако, предполагать, что хорошо заанкеренная арматура способна предотвратить выпадение отдельных участков панели при реальных землетрясениях.

6.7. Работа сооружений

В литературе имеются обширные данные об испытаниях сооружений на воздействие вынужденных или свободных колебаний с малыми амплитудами, целью которых является определение первых нескольких форм собственных колебаний и соответствующих коэффициентов затухания. Многие исследователи пытаются установить эмпирические зависимости между основным периодом собственных колебаний и общей внешней геометрией каких-либо типов зданий. Некоторые из таких формул включены в строительные нормы, например следующая формула, предложенная Андерсоном и др.:

$$T_1 = \frac{0,05H}{\sqrt{b}},$$

где T_1 — основной период, с; H — высота, футы; b — размер основания в рассматриваемом направлении, футы.

¹ Трещины в элементах рам могут появляться, по-видимому, вследствие скалывания при таранящем действии заполнения. В книге С. В. Полякова «Каменная кладка в каркасных зданиях» (1956) описан метод расчета элементов каркаса, позволяющий предотвратить появление этих трещин. (Прим. науч. ред.).

Выражение $T_1=0,1N$ (N — число этажей) также широко применялось. Эти и подобные им формулы дают некоторое представление о том, каков ожидаемый порядок основного периода, но могут приводить к систематическим погрешностям в 2 и более раза для географических районов, где грунтовые условия и методы производства работ существенно отличаются от характерных для Калифорнии в 40-х и начале 50-х годов (Arias, Husid, and Baeza, 1963; Carmona and Herrera—Cano, 1969), а основной период отдельных зданий может оказаться в несколько раз больше или меньше полученного по формулам (Anderson et al, 1952).

Гораздо больший эффект дает использование экспериментальных данных о воздействии колебаний с малыми амплитудами на реальные сооружения и о реакциях этих сооружений на землетрясения небольшой силы для сопоставления с результатами, полученными на основе механических характеристик конструкций, что позволяет проверить и уточнить используемые методы расчета, которые неизбежно являются упрощенными. Такое сопоставление представляет собой несложную задачу и дает хорошие результаты при сравнительно простых сооружениях, таких, например, как стальные каркасы без заполнения, опирающиеся на грунт, достаточно плотный для того, чтобы можно было пренебречь взаимодействием сооружения с основанием (Nielsen, 1969). Однако она становится несравненно более трудной при более сложных сооружениях, например при зданиях со стеновым заполнением, опирающихся на грунты со значительной деформируемостью (Blume, 1956, Osava et al., 1969).

Обычно коэффициент затухания, соответствующий какой-либо форме собственных колебаний, незначительно меняется в зависимости от собственной частоты. Если податливость основания не слишком велика, этот коэффициент определяется почти исключительно материалом конструкций и видом сооружения. Он несколько возрастает с увеличением амплитуды колебаний, особенно в железобетонных конструкциях с большим числом трещин¹. Характерные значения коэффициента затухания при небольших амплитудах колебаний приведены в табл. 6.1.

Коэффициент затухания может иногда изменяться почти пропорционально собственной частоте (Nielsen, 1969). В таких случаях этот коэффициент можно учесть в принципиальной модели сооружения в виде ряда демпферов, параллельных его упругим элементам, приняв при этом, что постоянная затухания для демпферов пропорциональна жесткостям упругих элементов. Иногда коэффициент затухания уменьшается при возрастании собственной частоты (Fundbashi, Kinoshita and Aoyama, 1969), но это также представляет собой исключение.

¹ Известны также экспериментальные данные (например, материалы И. Я. Корчинского, 1941), свидетельствующие о стабилизации, а иногда даже о некотором снижении коэффициента затухания при дальнейшем развитии трещин. (Прим. науч. ред.).

Таблица 6.1. Характерные значения коэффициента затухания для конструкций вспомогательных сооружений ядерных реакторов (Newmark and Hall, 1969 и Newmark, 1969b).

Уровень напряжений	Тип и характеристика сооружений	Коэффициент затухания
Низкие, намного ниже предела пропорциональности, менее $1/4$ предела текучести	Основные трубопроводы. Стальные, предварительно напряженные и обычные железобетонные, деревянные конструкции; трещины и сдвиги в соединениях отсутствуют	0,5—1
Эксплуатационные напряжения, не более $1/2$ предела текучести	Основные трубопроводы Сварные стальные конструкции, предварительно напряженный железобетон с сильным армированием (только очень небольшие трещины) Предварительно напряженный железобетон со значительными трещинами Сварные, клепаные или смешанные стальные конструкции, деревянные конструкции с гвоздевыми или болтовыми соединениями	0,5—1 2 3—5 5—7
Напряжения равны или почти достигают предела текучести	Основные трубопроводы Стальные конструкции на сварке, предварительно напряженный железобетон (без полной потери предварительного напряжения) Обычный и предварительно напряженный железобетон Сварные, клепаные и смешанные стальные конструкции, деревянные конструкции с болтовыми соединениями Деревянные конструкции с гвоздевыми соединениями	2 5 7—10 10—15 15—20
Напряжения превышают предел текучести, остаточные деформации превышают деформации предела текучести Любые напряжения; колебания всего сооружения*	Трубопроводы Стальные конструкции на сварке Обычный и предварительно напряженный железобетон Сварные, клепаные, смешанные стальные конструкции, деревянные конструкции Сооружения на скальном основании, $v_s > 1800$ м/с Сооружения на твердом грунте, $v_s \geq 600$ м/с Сооружения на слабом грунте, $v_s < 600$ м/с	5 7—10 10—15 20 2—5 5—7 7—10

* Верхние значения коэффициентов затухания соответствуют нижним значениям скорости v_s поперечных волн.

В стальных конструкциях практически весь процесс диссипации энергии происходит в виде гистерезиса. Поэтому коэффициент затухания как функция амплитуды может быть достаточно точно определен по результатам их испытаний статической знакопеременной нагрузкой (Rea et al., 1969).

В каркасах с заполнением снижение жесткости с постепенным уменьшением способности к поглощению энергии столь же важно, как и в железобетонных элементах.

При некоторых испытаниях зданий из крупнопанельных элементов заводского изготовления амплитуды были достаточно велики, чтобы вызвать трещины в узлах и вблизи них. Результаты этих испытаний привели к пересмотру расчетных критериев для зданий такого типа (Поляков и др., 1969).

Лишь немногими испытаниями с монотонно возрастающими деформациями сооружения были доведены до полного разрушения. При переменных нагрузках такие испытания, по-видимому, вообще не проводились. Приведем наиболее интересные примеры испытаний первого типа.

При испытаниях натурных моделей четырех двухэтажных железобетонных зданий с различными конструктивными решениями (Ihaga and Ueda, 1965) максимальные горизонтальные перемещения кровли были порядка 30 см. Нагрузку прикладывали с помощью гидравлических домкратов. На различных стадиях эксперимента проводились малоамплитудные динамические испытания.

При обычных методах расчета жесткость каркасных конструкций в области малых деформаций оказалась несколько заниженной, а жесткость зданий с несущими стенами — завышенной (под обычными мы понимаем методы, при которых длина элемента принимается равной расстоянию между осями, а податливость основания не учитывается). Эти методы, применяемые совместно с общепринятой теорией железобетона, приводят к систематическому занижению несущей способности сооружений.

Для всех конструкций пластичность оказалась очень высокой. Коэффициенты пластичности лежали в пределах от 15 до 40. Характер нагружения был в основном монотонным (с несколькими циклами разгрузки, но без знакопеременных нагружений); проектирование и строительство всех четырех сооружений велось весьма тщательно. Балки и колонны имели частые замкнутые хомуты, и только в одном из зданий оказалось несколько слабых деталей. Заметные трещины в несущих стенах появились при значительно меньших значениях коэффициентов пластичности, чем в каркасе, но и после этого стены могли воспринимать большие деформации.

После появления значительных трещин периоды собственных колебаний были на 50—110% больше, чем при малых деформациях. Коэффициенты затухания имели величину порядка 0,03 при малых деформациях и порядка 0,04—0,09 при значительных

трещинах. Во всех случаях они замерялись при малых колебаниях.

Второй пример относится к испытаниям модели в одну четверть¹ натуральной величины четырехэтажного здания с предварительно напряженными железобетонными конструкциями (Накапо, 1965). Результаты этих испытаний в известной мере аналогичны приведенным выше результатам испытаний натуральных моделей. Однако для модели из предварительно напряженного железобетона коэффициенты затухания оказались несколько меньшими. Статья Накано содержит интересные данные о развитии трещин, в том числе трещин, связанных с кручением, которые не выявляются при менее глубоком анализе. В статье приведены также практические рекомендации.

Некоторые другие примеры испытания крупномасштабных и натуральных моделей сооружений имеются в материалах четвертой Всемирной конференции по сейсмостойкому строительству в Сант-Яго в 1969 г.

6.8. Реакция человека на воздействие землетрясений

Реакция людей на сейсмические воздействия зависит от многих факторов. К важнейшим из них относятся характеристики движения грунта и индивидуальные особенности человека.

Характеристики движения грунта, оказывающие влияние на реакцию людей, включают в себя интенсивность и продолжительность движения, регулярность по трем направлениям его распространения, а также особенности его вращательных составляющих. Количественная информация о степени влияния этих факторов сводится к результатам экспериментального исследования в лабораторных условиях воздействия установившихся вертикальных гармонических колебаний (Wright and Green, 1959).

При таких экспериментах рассматривались два независимых фактора — амплитуда и частота. Эффект оценивался в зависимости от того, были ли колебания только ощутимыми или они вызывали неприятные ощущения, или, наконец, с трудом переносились людьми. Как мы увидим далее (см. гл. 8), при высоких частотах наибольшее влияние на человека оказывает ускорение, при средних частотах — скорость, и при низких — перемещение.

В то же время другие исследования (Hutchinson, 1965) указывают на слабую корреляцию между кривыми реакций и собственными частотами некоторых органов, например глаз. Эти корреляции незначительны при вертикальных колебаниях, и можно предполагать, что при горизонтальных они также не существенны. Следовательно, не исключено, что эффект от воз-

действия движений грунта связан главным образом с максимальной скоростью.

Последнее утверждение подкрепляется теми корреляциями, которые были отмечены между максимальной скоростью грунта и интенсивностью по субъективным шкалам. Правда, при допущении, что максимальная скорость является единственным существенным фактором, не учитывается влияние продолжительности движения. Однако это частично компенсируется тем, что движения очень большой продолжительности обычно имеют длинные преобладающие периоды колебаний и отличаются большей регулярностью, чем короткие землетрясения. Эта регулярность позволяет человеку в какой-то мере предвидеть наступление очередного толчка и тем самым снижает остроту реакции.

Испытываемый человеком страх зависит в основном от тех отрицательных эмоций, которые он испытал при предшествующем землетрясении. Недавно испытанный им страх от разрушительного землетрясения усиливает этот страх, между тем впечатления от нескольких слабых землетрясений уменьшают его.

Исходя из результатов исследований, которыми мы располагаем в настоящее время, основным фактором при оценке реакции человека на землетрясения является максимальная скорость колебательного движения.

Вопрос о том, должна ли реакция человека учитываться при проектировании, остается спорным. Но не вызывает сомнений, что она должна приниматься во внимание, если проектируемые сооружения расположены в густонаселенных районах, где паника может дополнительно повлиять на тяжесть последствий землетрясения.

6.9. Поведение грунтов

6.9.1. Сухие несвязные грунты. Для удобства изложения условно разделим несвязные грунты на три типа. К первому типу отнесем грунты, состоящие в основном из зерен среднего размера, обладающих достаточной прочностью или не испытывающих значительных напряжений. Для таких грунтов изменение поведения, связанное с разрушением зерен, незначительно. Грунты второго типа состоят главным образом из крупных зерен (например, насыпь из каменной наброски) и подвержены столь значительным напряжениям, что разрушение зерен приводит к существенному изменению объема. Третий тип — это мелкозернистые грунты, например, ил, которые способны разжижаться или подвергаться действию воздушной смазки.

Поведение сухих несвязных грунтов первого типа может быть описано с использованием «критического коэффициента пористости». Этот термин, введенный Казагранде (1936), определяет предельное отношение объема пустот к объему плотного мате-

¹ Масштаб может быть принят любым в пределах примерно 1:3—1:4 в зависимости от прототипа, который имеется в виду.

риала. Если коэффициент пористости больше критического, грунт стремится уменьшиться в объеме при деформациях сдвига, если он меньше критического, грунт проявляет тенденцию к увеличению объема. Можно показать (Whitman and Healy, 1962), что критический коэффициент пористости представляет собой убывающую функцию всестороннего сжатия (первый инвариант напряжений) и возрастающую функцию деформации сдвига. Влияние последней на изменение коэффициента пористости таково, что при достаточно больших деформациях все не-

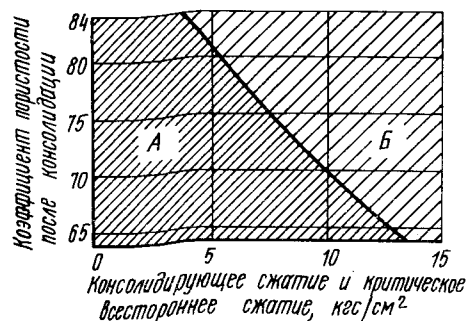


Рис. 6.37. Зависимость между коэффициентом пористости и критическим всесторонним сжатием для речного песка в Сакраменто (Seed and Lee, 1966)

А — образцы увеличиваются в объеме при деформации сдвига (можно предполагать, что грунт не подвержен разжижению); В — образцы сжимаются при деформации (можно предполагать, что грунт подвержен разжижению)

связные грунты стремятся к увеличению объема. На рис. 6.37 приведены характерные зависимости между этими величинами.

Для сухих несвязных грунтов влияние скорости нагружения (в пределах тех скоростей, которые представляют интерес для сейсмостойкости) на зависимость напряжение — деформация незначительно при условии, что воздух в пустотах грунта не вызывает существенного изменения давления. Практически при изменении промежутка времени от приложения нагрузки до разрушения с нескольких минут до нескольких миллисекунд угол внутреннего трения увеличивается не более чем на один градус (Whitman and Healy, 1962). Для грунтов, которые мы рассматриваем, давление в порах не играет значительной роли.

Как мы увидим при рассмотрении водонасыщенных грунтов, повторные знакопеременные нагрузки в конце концов приводят к уменьшению объема любого несвязного грунта. Это обстоятельство не очень существенно для сухих или не полностью насыщенных грунтов¹, и мы ограничимся только рассмотрением воздействия колебаний по теории Баркана (1962). В этой работе рассмотрены несвязные грунты под действием лишь небольшого всестороннего сжатия.

Вводя некоторые упрощающие допущения, Баркан приходит к выводу, что при воздействии гармонических колебаний на

¹ Результаты некоторых испытаний при относительно высоком всестороннем сжатии (Seed and Lee, 1966) позволяют усомниться в общности этого утверждения.

грунт, который первоначально находился в наиболее рыхлом состоянии, его конечный или равновесный коэффициент пористости выражается следующей формулой:

$$e_f = e_{\min} + (e_{\max} - e_{\min}) \exp \left(\frac{-B_e A}{g} \right), \quad (6.5)$$

где e_{\min} и e_{\max} — коэффициенты пористости соответственно для наиболее плотного и наиболее рыхлого состояния грунта; B_e — коэффициент, равный для обычных песков примерно 0,75; A — амплитуда, соответствующая приложенному ускорению; g — ускорение свободного падения.

Формула (6.5) дает хорошее совпадение с результатами испытаний.

В соответствии с этой упрощенной теорией при начальном коэффициенте пористости e_0 , не превышающем e_f , уплотнения грунта под действием колебаний не происходит, и коэффициент пористости остается неизменным. Уравнение (6.5) применимо только при $e_0 \geq e_f$. Эта теория предполагает, следовательно, что e_f играет роль критического коэффициента пористости (о котором мы упоминали выше) при статических испытаниях, но, каков бы ни был начальный коэффициент пористости, — без увеличения объема.

Время, необходимое для достижения грунтом практически максимального уплотнения при заданном значении A , составляет для сухих песков примерно полминуты. Для практических целей можно обычно принять, что полное уплотнение будет достигнуто в результате одного землетрясения с максимальным ускорением, несколько большим чем A . Можно предполагать, что в случае значительного всестороннего сжатия уплотнение начнется при больших значениях вибрационных ускорений, но конечное значение коэффициента пористости будет меньше, чем при отсутствии такого сжатия.

В соответствии с уравнением (6.5) ориентировочно можно принять, что для грунтов первого типа с $e_{\max} \leq 2e_{\min}$ осадка не играет особой роли, если при землетрясении значение $A/g = 0,2$, а относительная плотность грунта¹ превышает 0,14; если $A/g = 0,5$, то наименьшее значение относительной плотности, при котором не возникнет больших осадок, составляет 0,31. Число ударов на фут при стандартном испытании на пенетрацию равно при этих данных соответственно около 10 и 30 (Peck, Hanson, and Thornburn, 1953). Заметим, что приведенные значения являются минимальными, а не средними для данного слоя несвязного грунта, что эти значения не содержат коэффициента безопасности, и что величины A/g , которым они соответствуют, относятся к самому слою, а не к подстилающим грунтам, где эти величины могут оказаться значительно ниже. Более того, при зна-

¹ Относительная плотность представляет собой величину $(e_{\max} - e_0)/(e_{\max} - e_{\min})$.

чительном всестороннем сжатии изложенный подход становится ненадежным.

Сделанные замечания относятся только к уплотнению. Для проектирования фундаментов необходимы также данные о влиянии колебаний на прочность. Условия, которые мы рассматриваем, не включают в себя разрушение частиц грунта. Следовательно, мы можем принять, что угол внутреннего трения не зависит от нормального напряжения. Рассмотрим только влияние колебаний на величину этого угла.

Баркан (1962) установил, что это влияние может быть учтено с помощью уравнения, формально аналогичного уравнению (6.5):

$$\operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} \varphi_{\infty} + (\operatorname{tg} \varphi_s - \operatorname{tg} \varphi_{\infty}) \exp \frac{-B_{\varphi} A}{g}. \quad (6.6)$$

Здесь φ — угол внутреннего трения при гармонических колебаниях с амплитудой ускорения A ; φ_{∞} — значение φ , соответствующее $A = \infty$; φ_s — угол внутреннего трения при статической нагрузке; B_{φ} — коэффициент, значение которого для среднезернистого песка составляет примерно 0,23.

Мы не располагаем достаточными данными для установления величины φ_{∞} . Однако этот угол всегда мал. Это дает возможность, приняв $\varphi_{\infty} = 0$, записать уравнение (6.6) в следующем виде:

$$\operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} \varphi_s \exp \frac{-B_{\varphi} A}{g}. \quad (6.7)$$

Экспериментальные данные показывают, что в диапазоне тех размеров частиц и тех частот, при которых проводились испытания, B_{φ} является возрастающей (и весьма чувствительной) функцией размера частиц.

Под фундаментами машин может быть принято частично статическое и частично динамическое приложение контактных напряжений. Соответствующие значения несущей способности можно подсчитать, применяя для динамической несущей способности уменьшенное внутреннее трение, согласно уравнению (6.6). Баркан предлагает использование критерия, который может быть представлен в следующей форме:

$$\frac{p_s}{p_s^*} + \frac{p_d}{p_d^*} = 1. \quad (6.8)$$

Здесь p — контактное напряжение; индексы s и d указывают на статическое или динамическое приложение напряжений; звездочки указывают, что соответствующие величины относятся к несущей способности или к расчетному значению. Предполагается, что этот критерий приводит к некоторому запасу.

Если колебания вызваны землетрясением, можно, очевидно, считать, что p^* соответствует несущей способности при максимальной нагрузке, включающей статическую и динамическую составляющие. Однако если уравнение (6.8) приводит к некоторому запасу в случае фундаментов под машины, то для сейсмо-

стойких сооружений этот запас, по-видимому, окажется слишком значительным.

Изложенный подход к работе несвязных грунтов первого типа при колебаниях является слишком упрощенным. Он предполагает, что единственный существенный фактор при динамическом возмущении — это амплитуда ускорения. Однако не исключено, что максимальная скорость играет более важную роль, чем максимальное ускорение. Данные, которыми мы располагаем в настоящее время, недостаточны для решения этого вопроса. В любом случае учет влияния всестороннего сжатия неточен.

Весьма перспективен подход основанный на результатах исследования Эрмитом и Турноном (L. Hermite and Tournon, 1948) свежеуложенного бетона. Базан (1965) попытался применить эти результаты при лабораторных исследованиях водонасыщенных песков. Согласно его теории, при вибрационной нагрузке огибающие Мора меняют свой вид в соответствии с рис. 6.38. Новая огибающая

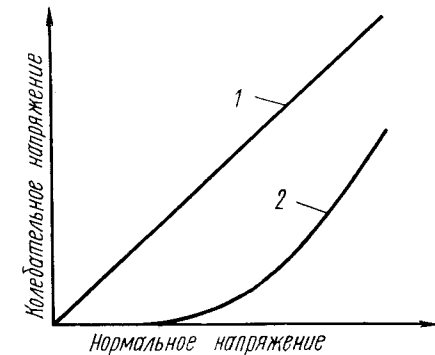


Рис. 6.38. Влияние вибраций на форму огибающих Мора (Bažant, 1965)

1 — статическая нагрузка; 2 — динамическая нагрузка

может быть аппроксимирована с помощью параболы второй степени, имеющей вершину и горизонтальную касательную в начале координат. Парабола переходит затем в прямую линию, касательную к ней и параллельную огибающей от статической нагрузки. Сдвиг по горизонтали между статической огибающей и прямым участком динамической огибающей является функцией амплитуды ускорения и частоты колебаний.

Эта теория согласуется с тем фактом, что при достаточно высоких нормальных напряжениях колебания с определенной амплитудой не должны оказывать влияния на угол внутреннего трения. Данные, полученные И. А. Савченко и приведенные Барканом (1962), дают представление о коэффициенте гистерезисного затухания в рассматриваемых грунтах.

Дополнительные сведения о поведении грунтов при статических испытаниях содержатся в статьях Марсала (1936в) и Марсала и др. (1965). Подвергая образцы весьма большого размера трехосному напряженному состоянию и измеряя деформации с высокой точностью, эти авторы пересмотрели полученные ранее зависимости напряжение — деформация. Они показали, что вплоть до касательных напряжений, близких к разрушающим, эти зависимости приближенно выражаются формулой

$$\epsilon = K\sigma^{1-\beta}, \quad (6.9)$$

которая справедлива, если всестороннее сжатие не столь велико, чтобы вызвать существенное разрушение частиц. Здесь ϵ — одна из главных составляющих деформации; σ — соответствующее главное напряжение; K и β — константы. Обоснованность этих приближенных зависимостей подтверждается сходством массива несвязного грунта с моделью материалов мейзинг-типа, рассмотренной в подразд. 5.3. Можно предполагать, что работа таких грунтов при разгрузке и повторной нагрузке во многом аналогична работе материалов мейзинг-типа даже после разрушения от сдвига после одного или нескольких циклов нагрузки.

При очень малых напряжениях уравнение (6.9) не может быть полностью справедливо, если значение β остается постоянным, поскольку это означало бы, что скорость распространения волн бесконечна. В этой области значение β должно стремиться к нулю.

Работа несвязного грунта в откосах при воздействии колебаний в значительной мере определяется сцеплением частиц (Vustamante, 1965). Поэтому при возведении откосов их уклон может быть больше угла естественного откоса грунта. Более того, такие откосы могут противостоять действию существенных горизонтальных ускорений. Однако если имеются местные нарушения грунта, то даже при статической нагрузке откос разрушится, когда его уклон достигнет угла естественного откоса. Иными словами, грунт находится в состоянии неустойчивого или метастабильного равновесия, и оно нарушается при местных повреждениях, которые влекут за собой разрушение всего откоса. При статических воздействиях состояние неустойчивого равновесия может сохраниться вплоть до уклона, равного углу внутреннего трения грунта.

При неустановившихся колебаниях на вибрационном столике это состояние сохраняется до тех пор, пока горизонтальное ускорение не достигнет значения, при котором $\tan \theta + A/g$ превышает $\tan \phi$, где θ — угол наклона откоса.

При таких испытаниях не наблюдалось существенного влияния динамических возмущений на величину угла внутреннего трения. Допущение о равенстве динамического и статического углов внутреннего трения действительно позволяет оценить поведение грунта с очень высокой точностью. Этому, однако, противоречат другие данные о воздействии колебаний (Баркан, 1962), что, возможно, связано с неустановившимся характером и низкой частотой возмущений.

Ко второму типу грунтов (или второй группе условий) относятся грунты, в которых достаточно большие нормальные напряжения и достаточно крупные размеры частиц обуславливают значительный объем разрушения частиц при касательных на-

пряжениях. Влияние размеров частиц связано с тем, что для грунтов с геометрически подобными частицами интергранулярные силы прямо пропорциональны этим размерам.

В тех случаях, когда необходимо принять во внимание разрушение частиц, уравнение (6.9) должно быть записано в следующем виде:

$$\epsilon = K\sigma^{1-\beta} + F\left(\frac{\sigma - \sigma_0}{d}\right), \quad (6.10)$$

где F — монотонно возрастающая функция; σ_0 — напряжение, при котором влияние разрушения частиц становится существенным; d — линейная характеристика размера частиц¹.

Если при уменьшении объема грунта под действием колебаний воздух не может выйти из пустот достаточно быстро, в них может возникнуть значительное давление, которое в конце концов приводит к разжижению материала. Это более характерно для очень мелкозернистых грунтов, таких, например, как ил. Давление в пустотах часто возникает по поверхности обрушения, и тогда это явление правильнее назвать воздушной смазкой. Оно часто имеет место при опорожнении цементных силосов и потребовало разработки специальных мероприятий для предотвращения чрезмерных динамических воздействий (Reimbert and Reimbert, 1962).

Количественный метод учета такого типа разжижения, по-видимому, отсутствует, но возможность его возникновения в очень рыхлых илах следует принимать во внимание.

6.9.2. Несвязные грунты с неполным насыщением. Как и для сухих грунтов, мы рассмотрим три типа материала, или три группы условий. При первой группе условий отсутствует значительное разрушение частиц, разжижение или жидкая смазка. Баркан (1962) рассматривает работу таких грунтов при воздействии колебаний аналогично работе сухих грунтов и устанавливает, что параметры, определяющие эту работу, являются функциями содержания воды.

Например, коэффициент B_e в уравнении (6.5) при малом содержании воды уменьшается с 0,75 для сухих образцов до минимального значения 0,19 (для грунта, описанного Барканом). Затем B_e возрастает до максимального значения 0,83 при содержании воды 17% и, наконец, снижается до 0,59 при полном насыщении (содержание воды 22%). Таким образом, для этого вида песка существует, по-видимому, оптимальное содержание воды 17%, при котором уплотнение от воздействия колебаний достигает максимума. Однако данные по этому вопросу весьма

¹ Кривые напряжение — деформация такого вида приводятся Марсалом (1963а). Заметим, однако, что они относятся к монотонному нагружению. Общий эффект разрушения частиц при знакопеременных нагружениях требует дополнительного исследования.

скудны (см. Баркан, 1962, рис. II-17), и есть основания сомневаться, что значение B_e в несвязных грунтах снижается при насыщении.

Коэффициент B_f в уравнениях (6.6) и (6.7) также зависит от содержания воды. Для рассмотренного песка этот коэффициент, очевидно, имеет минимальное значение при содержании воды около 13%. Баркан приводит также данные о внутреннем затухании в грунтах с неполным насыщением.

В тех случаях, когда размер частиц, прочность материала и давление таковы, что можно ожидать разрушения частиц в значительном масштабе, наличие влажности, не приближающейся к насыщению, не может существенно изменить работу грунта, если не считать возрастания сил инерции при колебаниях.

В несвязных грунтах с очень мелкозернистой структурой наличие влажности приводит к появлению небольшого сцепления, которое в известной мере защищает грунт от разжижения, связанного с давлением воздуха в пустотах, и от воздушной смазки. В то же время уменьшение объема, занимаемого воздухом, и большие препятствия при его выходе наружу способствуют возникновению этих явлений. Можно предполагать, что в больших массивах ила или даже мелкого песка частичное насыщение повышает опасность таких видов разрушения.

6.9.3. Несвязные водонасыщенные грунты. Если удаление воды из пустот грунта и ее возвращение могут происходить с такой скоростью, при которой в пустотах не возникает значительного давления, то поведение рассматриваемых грунтов качественно не отличается от поведения несвязных грунтов с неполным насыщением. Вопрос сводится только к выбору правильных значений параметров.

Испытания, проведенные при трехосном напряженном состоянии и повторных нагрузках, относятся к другому крайнему случаю, когда отсутствует дренирование. При описании работы грунта в этих условиях Сид и Ли (1966, 1967) различают начальное, частичное и полное разжижение. Пока число циклов не достигает определенного значения, относительные деформации при каждом цикле остаются малыми (менее 1%), но давление в пустотах при этих циклах кумулятивно нарастает. После определенного числа циклов давление в пустотах при нулевом девиаторном напряжении становится равным напряжению всестороннего сжатия, и действующее напряжение падает до нуля. Это состояние авторы называют начальным разжижением. После этого деформации быстро возрастают с увеличением числа циклов. Равенство давления в пустотах и напряжений всестороннего сжатия сохраняется при увеличивающемся девиаторном напряжении. Это состояние песка принято называть частичным разжижением. Когда относительная деформация цикла достигает 20%, состояние песка называют полным разжижением. Рис. 6.39 иллюстрирует описанный процесс для песка с двумя

различными относительными плотностями. Этот процесс связан с потерей интергранулярного давления, которая происходит вследствие перехода нормальных напряжений в избыточное давление воды в пустотах.

Испытания недренируемых образцов несвязного грунта показали, что, какова бы ни была плотность, после достаточного

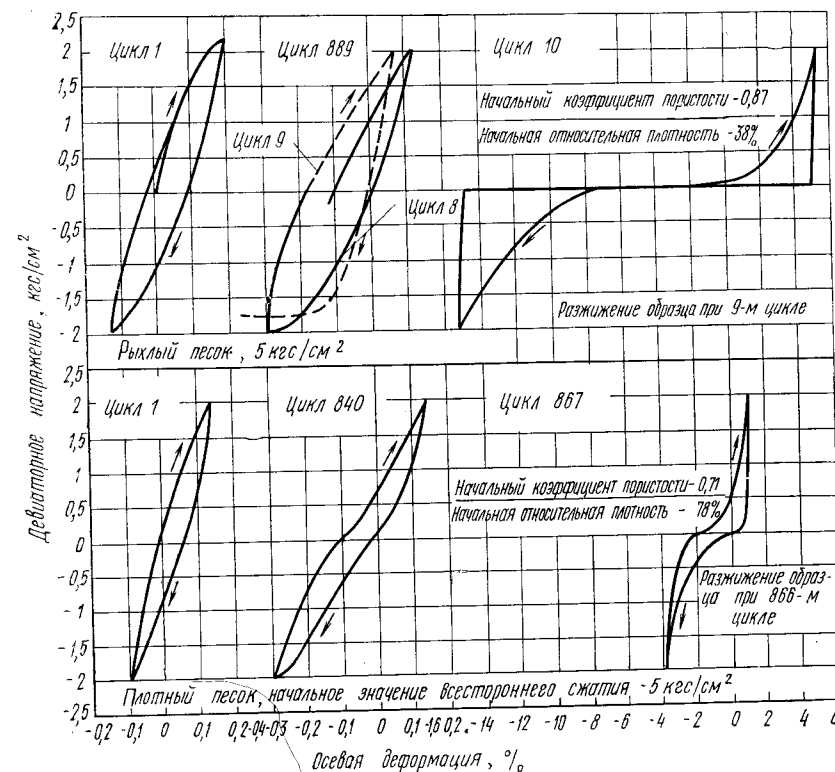


Рис. 6.39. Повторное трехосное сжатие недренирующего водонасыщенного песка (Seed and Lee, 1966)

числа циклов нагрузки в конце концов наступает частичное, а затем полное разжижение (Seed and Lee, 1966). Стадия частичного разжижения наблюдается только в плотных грунтах; что же касается таких грунтов, как, например, рыхлые пески, то они переходят непосредственно от полной прочности на сдвиг к полному разжижению.

«Достаточное число циклов» совершенно различно для грунтов с различной относительной плотностью. Для очень рыхлых грунтов оно составляет не более шести. Для очень плотных образцов необходимо по меньшей мере несколько сот повторных приложений сдвигающей силы.

Влияние всестороннего интергранулярного давления на возникновение процесса частичного или полного разжижения качественно весьма похоже на то влияние, которое это давление оказывает на изменение объема сухих несвязных грунтов при знакопеременных напряжениях. Влияние статически приложенных сдвигающих сил требует дальнейшего исследования, но, по-видимому, это влияние не очень существенно.

Данные о разжижении песков были получены в основном при трехосных испытаниях. Однако, как подчеркивают Пикок и Сид (1968), имеется значительная разница между реальными условиями, в которых находится грунт, и условиями при этих испытаниях. В реальных условиях происходит циклическая переориентация главных напряжений, между тем при трехосных испытаниях эти напряжения неизбежно направлены вдоль или поперек осей. Меньшее из начальных главных напряжений в реальных условиях обычно намного отличается от большего, между тем опытные образцы имеют предварительное уплотнение, вызванное гидростатическим напряженным состоянием. В естественных условиях деформации, как правило, соответствуют состоянию плоской деформации, в то время как опытные образцы деформируются по направлениям всех трех главных напряжений. Кроме того, могут быть и другие различия во временной картине напряженного состояния.

Все эти различия побудили Пикок и Сид (1968) к проведению испытаний образцов на простой сдвиг с циклическим нагружением. Они установили, что при этом число циклов, при котором происходит разжижение, систематически оказывается намного меньше, чем при трехосных испытаниях. Однако Финн, Пиккеринг и Бренсби (1971) показали, что эта разница может быть связана с граничными условиями при тех сериях испытаний, которые дали наиболее неблагоприятные результаты. Действительно, результаты тех испытаний на простой сдвиг, при которых граничные условия обеспечивали равные сдвиговые деформации по всему образцу, точно совпадали (в пределах погрешности эксперимента) с результатами трехосных испытаний.

Влияние предварительных деформаций, вызванных статическим нагружением, на образцы из песка было изучено Финном, Бренсби и Пиккерингом (1970). Они сравнивали число циклов знакопеременной сдвигающей нагрузки, необходимое для разжижения образцов, в случае когда образцы не подвергались деформациям после уплотнения, и в случае когда они были предварительно разжижены, а затем вновь уплотнены при начальных уплотняющих напряжениях. Хотя вторичное уплотнение несколько увеличивало плотность, число циклов, необходимое для вторичного разжижения, систематически оказывалось меньшим, чем при первом разжижении. Эффект увеличивался, если увеличивались максимальные деформации в первой серии нагруже-

ний. Например, если максимальная относительная деформация сдвига в первой серии составляла 0,5%, необходимое число циклов уменьшалось примерно на 33%; если максимальная предварительная деформация сдвига достигала 3%, число циклов, необходимое для вторичного разжижения, уменьшалось примерно на 80% по сравнению с первым.

Для грунта в естественных условиях истинная природа этого явления пока не установлена. Быть может, его объяснение связано с уменьшением относительной плотности.

В соответствии с предложением Казагранде Кастро (1969) называет описанное нами явление «циклической мобильностью», сохраняя термин «разжижение» для такого состояния, которое возникает в грунте, когда практическая потеря прочности на сдвиг не восстанавливается независимо от деформаций. При этих условиях грунт течет почти как жидкость, и ясно, что это явление связано с флюидальной структурой.

Кастро показал, что основная причина явлений, обнаруженных Сидом и Ли, обусловлена развитием в образцах значительных неоднородностей, вызванных подъемом воды снизу вверх, что приводит к намного большей рыхлости в верхней части образца при циклических нагружениях. На основе большой серии испытаний Кастро пришел к выводу, что разжижение, в собственном смысле слова, может произойти — даже при циклической нагрузке — только в таких материалах, у которых коэффициент пористости больше критического значения, соответствующего рассматриваемой величине всестороннего давления.

Мы уже отмечали применительно к сухим несвязным грунтам, что их тенденция к увеличению или уменьшению объема при сдвиге зависит от их коэффициента пористости — в первом случае большей, а во втором — меньшей, чем соответствующее критическое значение. Вследствие этой тенденции возникает давление воды в пустотах — при условии, что грунт насыщен и испытывается в недренирующем состоянии. Давление положительно, если коэффициент пористости грунта больше критического значения, и отрицательно в противоположном случае. Это явление приводит при рыхлых грунтах к уменьшению интергранулярного давления и вследствие этого к более раннему разрушению. Коэффициент пористости этих грунтов вновь проявляет тенденцию к увеличению только при очень больших деформациях сдвига. Согласно Казагранде (1938), разрушение таких грунтов сопровождается образованием флюидальной структуры.

Первоначальные определения Казагранде были основаны на результатах испытаний дренирующих уплотняющих образцов на трехосную нагрузку («*S*-тесты») — см. рис. 6.37. Кастро (1969) установил, что при испытаниях на трехосную нагрузку недренирующих образцов («быстрые», или «*R*-тесты»), критические коэффициенты пористости, как правило, оказываются меньше, чем при «*S*-тестах». Некоторые результаты, полученные им для трех

различных видов песка, представлены на рис. 6.40. Как видим, при сравнении работы различных грунтов относительная плотность играет более важную роль, чем коэффициент пористости. Было также установлено, что анизотропное уплотнение приводит в основном к таким же результатам, как уплотнение в условиях гидростатического давления (Castro, 1969).

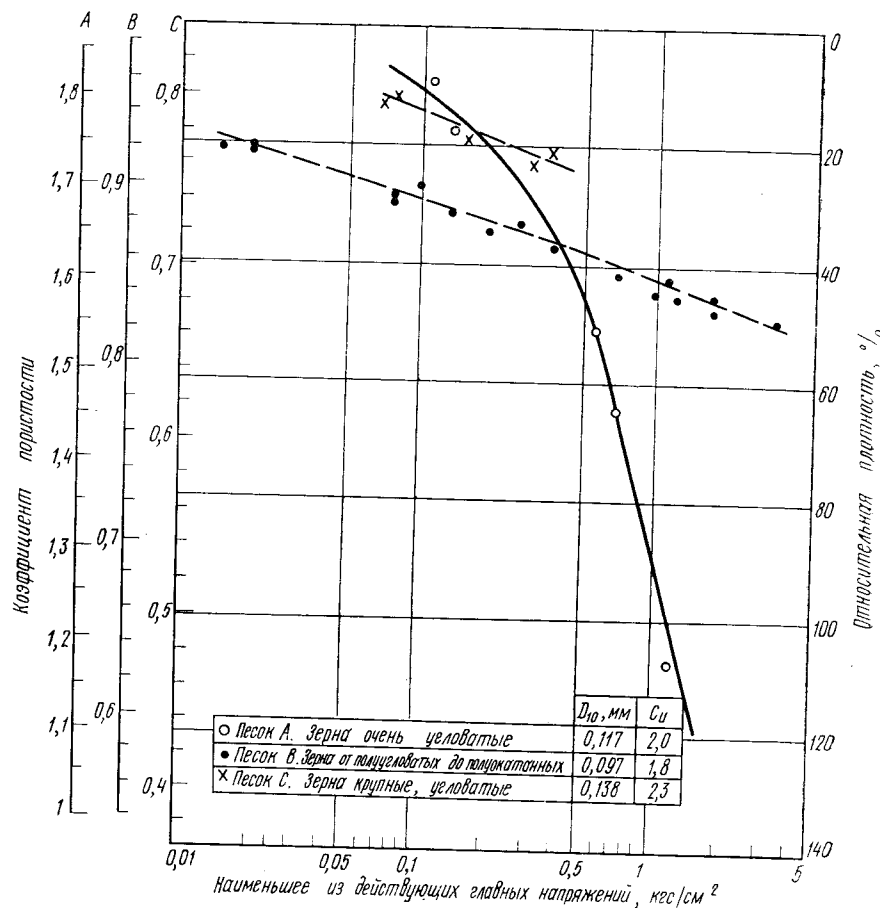


Рис. 6.40. Критические коэффициенты пористости и относительные плотности различных песков

Маслов (1957) испытывал водонасыщенный песок, помещенный в прямоугольный ящик, на действие синусоидальных колебаний. Он установил, что наиболее важным параметром колебаний является максимальное ускорение. Когда оно превышало определенное критическое значение, давление в пустотах резко возрастало, и после достаточно продолжительной вибрации при

постоянном объеме действующие напряжения падали до нуля. Явление возникало в верхней части песка и распространялось книзу. После прекращения вибрации песок уплотнялся по мере фильтрации воды кверху. Величина давления в пустотах при испытаниях этого типа может быть связана с гранулометрическими характеристиками песка (Nunnally, 1966; см. также Castro, 1969).

Резюмируя, можно сказать, что проблема, касающаяся разжижения (или «мобильности») грунта при циклических нагружениях, пока не решена и нам мало что известно об этом явлении, помимо того, что оно может возникнуть — даже при небольших землетрясениях — в водонасыщенных несвязных грунтах, если их коэффициент пористости превышает соответствующее критическое значение, определенное с помощью \bar{R} -тестов (а такое определение отнюдь не является простой задачей). Разжижение возникает чаще под ростверками, чем под фундаментами небольших размеров, и еще более характерно для прослоек несвязного грунта, заключенных между пластами грунта с относительно высокой водонепроницаемостью. Вполне очевидно, что движение воды в естественных условиях может быть аналогичным движению воды в лабораторных образцах при циклических нагружениях и что при этом появляется возможность разжижения любого несвязного водонасыщенного грунта во время землетрясения. Но есть основания сомневаться, что это произойдет, если граничные условия и картина развития деформаций существенно отличаются от соответствующих лабораторных параметров.

Три наиболее важными факторами, определяющими поведение водонасыщенных несвязных грунтов при сейсмических возмущениях, являются относительная плотность, величина всестороннего сжатия и условия дренирования. Если всестороннее сжатие невелико и при этом грунт расположен между пластами, не подверженными разжижению, то при относительной плотности, превышающей 0,7, можно не опасаться разжижения даже во время сильных землетрясений независимо от крупности частиц и условий дренирования. Это значение, возможно, следует увеличить до 0,9 при особенно плохом дренировании, а также очень большой интенсивности и длительности ожидаемых землетрясений — например, при интенсивности 10 и более по модифицированной шкале Меркалли и продолжительности сильной фазы более 3 или 4 мин (D'Appolonia, 1953).

При меньшей относительной плотности или значительном всестороннем сжатии разжижение грунта может произойти в тех случаях, когда размер частиц настолько мал, что сильно замедляет выход воды из пустот, особенно если путь для выхода этой воды оказывается чрезмерно длинным (например, при ростверках больших размеров), или когда соседний пласт разжижается и выделяемая им вода увеличивает давление в пустотах дан-

ного грунта. По-видимому, пока не существует количественных расчетных критериев, позволяющих учесть все эти многочисленные условия.

Мы приведем три примера разжижения грунта в больших масштабах, которые могут служить иллюстрацией некоторых вопросов, рассмотренных выше. Первый пример относится к причальной стене в Пуэрто-Монте (Чили). Естественный грунт представлял собой мелкий песок средней плотности. Засыпка состояла из тонкого, очень рыхлого водонасыщенного песка. У воды был выход только кверху, поскольку подпорная стенка была водонепроницаемой. Полное разжижение грунта привело к опрокидыванию стены (Rosenblueth, 1961).

Второй пример относится к опрокидыванию зданий в Ниигате. На рис. 6.41 дано сравнение результатов стандартного определения пенетрации до и после землетрясения, которые указывают на уплотнение некоторых слоев. По-видимому, разжижение на определенных уровнях, где песок был особенно рыхлым, повлекло за собой возрастание давления в пустотах и вследствие этого распространение разжижения и на другие уровни. Можно также предполагать, что размеры фундаментов препятствовали быстрому выходу воды из пустот. В литературе (Ambraseys, 1965) указывалось, что это явление не позволяет достаточно точно воспроизвести разжижение песка при небольших размерах моделей. Однако это затруднение можно, по-видимому, обойти с помощью надлежащего выбора масштаба времени и, быть может, также искаженного линейного масштаба.

И, наконец, обрушение откоса в Анкоридже (Shannon and Wilson, 1964), по всей вероятности, также связано с разжижением прослоек несвязного грунта, расположенных между практически водонепроницаемыми пластами глины (Seed and Lee, 1966).

6.9.4. Связные водонасыщенные грунты. Имеющиеся данные указывают на заметное повышение прочности и жесткости любых связных грунтов при возрастании скорости деформаций (см. рис. 6.6 и 6.7). При скоростях деформирования, характерных для сейсмических воздействий, это увеличение обычно составляет примерно 40% по отношению к прочности и жесткости при статических испытаниях.

Повторные знакопеременные нагрузки снижают прочность и жесткость всех связных грунтов. Повышение прочности и жесткости, связанное со скоростью деформаций, может быть больше или меньше снижения, связанного с повторными нагрузками, что зависит в основном от количества нагружений, соотношения длительно приложенных и циклических напряжений и степени чувствительности грунта. В грунтах с высокой чувствительностью (степень чувствительности более 8) уже при относительно небольшом числе циклов имеет место постоянное снижение, между тем в грунтах со сравнительно низкой чувствительностью по-

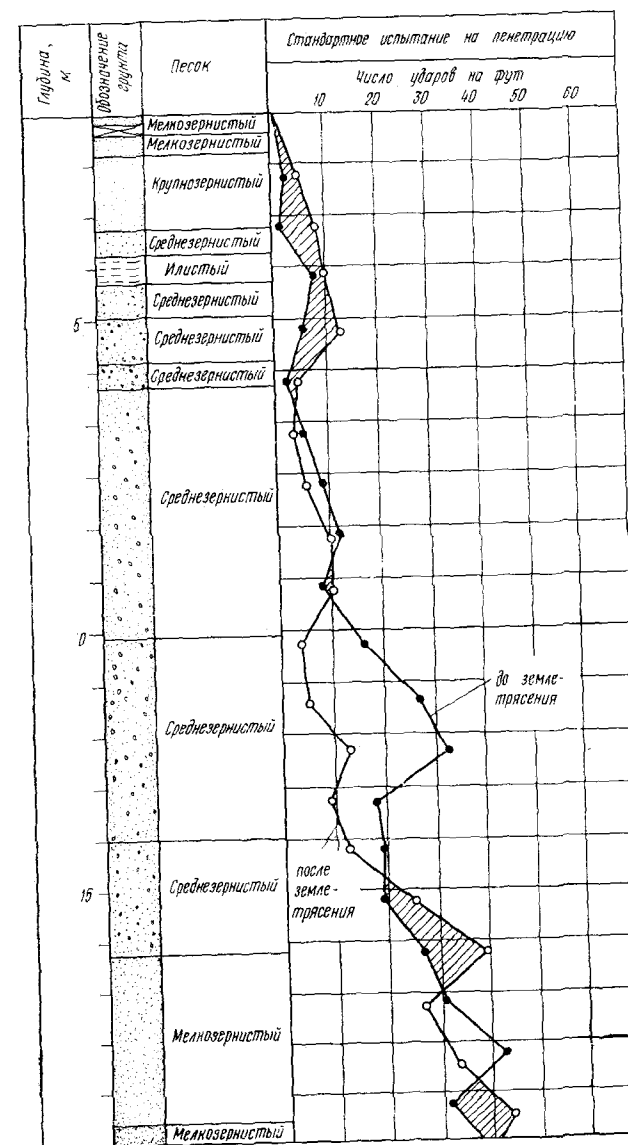


Рис. 6.41. Результаты стандартных испытаний песка на пенетрацию до и после землетрясения 1964 г. в Ниигате (Japan National Committee on Earthquake Engineering, 1965)

вышение преобладает даже после того, как число циклов достигает, например, 50 (Seed, 1960).

У очень чувствительных глин снижение прочности после разрушения столь велико, что можно говорить о разжижении. Это явление связано с уменьшением действующего в грунте давления (аналогично тому, как это происходит в несвязных грунтах), что в свою очередь вызывается нарушением структуры грунта.

Внутреннее затухание в глинах связано главным образом с гистерезисом. Поэтому оно увеличивается с возрастанием кривизны кривой напряжение — деформация. Для некоторых весьма чувствительных глин, почти полностью сохраняющих упругость вплоть до разрушения, коэффициент затухания при свободных крутильных колебаниях малых образцов имел среднее значение 0,053 (Rascón, 1965). При увеличении амплитуды колебаний наблюдалось небольшое возрастание коэффициента эквивалентного затухания. В противоположность этому для глин с очень низкой чувствительностью коэффициент эквивалентного затухания при повторных нагружениях, значительно превышающих предел упругости, оказывается равным 0,315 (Taylor and Hughes, 1965). В действительности авторы приводят значение 0,63, однако оно было подсчитано с помощью метода, который дает для коэффициента затухания величину, вдвое большую, чем коэффициент затухания эквивалентной линейной системы с жесткостью, равной секущей жесткости рассматриваемой системы при максимальной деформации.

На основании опыта и исследования кривой напряжение — деформация от первого нагружения можно оценить степень внутреннего затухания для водонасыщенного связного грунта при воздействии колебаний. Результаты лабораторных испытаний трещиноватых глин на действие вынужденных колебаний могут привести к неверным выводам, если при этих испытаниях не обеспечивается соответствующее всестороннее сжатие. Это требует применения совершенного оборудования такого же типа, как при испытаниях несвязных грунтов. Однако если нас интересует только скорость волн, то она может быть подсчитана путем измерения времени их распространения в небольших открытых образцах при импульсном возбуждении, поскольку наличие трещин оказывает на скорость распространения волн лишь незначительное влияние. В качестве датчиков для приборов, используемых при такого рода испытаниях, могут с успехом применяться пьезокристаллы.

6.9.5. Связные грунты с неполным насыщением. Замечания, сделанные относительно водонасыщенных связных грунтов, относятся также к малочувствительным не полностью насыщенным грунтам, за исключением того, что в этом случае возможность разжижения, по-видимому, маловероятна. Данные, которыми мы располагаем в настоящее время, недостаточны для более точ-

ного описания работы таких грунтов при динамических воздействиях.

6.9.6. Скальные грунты. Динамические характеристики скальных грунтов лучше всего определяются при полевых испытаниях. Статические испытания в котлованах и туннелях требуют применения сложного оборудования (Rocha, 1965). При тщательном проведении таких испытаний могут быть получены полезные данные о прочности материала при сейсмических воздействиях, но результаты испытаний, касающиеся скорости распространения волн, нельзя считать достоверными. Определение этой скорости с помощью сейсмических исследований более надежно.

Как и в случае трещиноватых глин, к характеристикам скальных грунтов, определенным на основе лабораторных испытаний, требуется осторожное отношение. В литературе приводятся характерные значения скоростей распространения волн различного вида в скальных грунтах (Leet, 1950).

6.9.7. Определение характеристик грунта при полевых испытаниях. Непосредственное определение динамических ха-

рактеристик в полевых условиях обычно ограничивалось областью практически линейной работы материала. В наиболее распространенных методах для удара применяется молоток или детонирующий заряд и замеряется время распространения волн. При этом преимущественно используются буровые скважины. В работе Дьюка (Duke, 1969) имеется обзор литературы по этому вопросу. Канаи (приведено в работе Осаки, 1969) предложил приближенную корреляцию между числом ударов на фут при стандартном испытании на пенетрацию и скоростью поперечных волн в песках и глинах (рис. 6.42).

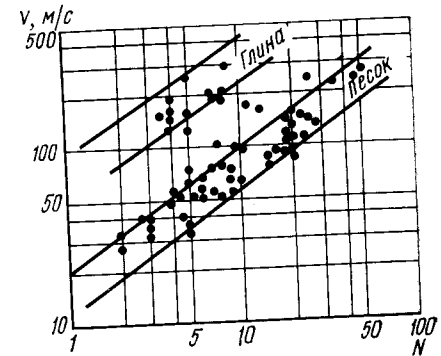


Рис. 6.42. Зависимость между числом ударов на фут при стандартном испытании на пенетрацию и скоростью поперечных волн (Канаи; приведено в работе Осаки, 1969)

ЧАСТЬ II. ПРОЕКТИРОВАНИЕ

ГЛАВА 7. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СЕЙСМОСТОЙКИХ СООРУЖЕНИЙ

7.1. Цель проектирования

7.1.1. Введение. Цель всякой деятельности, направленной на решение определенной задачи, состоит в оптимизации результата. В тех случаях, когда результат может быть выражен скалярной величиной, которая называется «полезностью» и представляет собой монотонно возрастающую функцию желательности, оптимизация является синонимом максимизации этой величины¹. В соответствии с этим определением цель проектирования следует рассматривать как максимизацию той полезности, которая должна быть получена из создаваемой системы².

При определенных условиях возможна формулировка расчетного критерия, предполагающего «нулевые вероятности разрушения» (Turkstra, 1967). Это относится к тем случаям, когда изменение ущерба от разрушения с ожидаемой до нулевой величины не оказывает влияния на первоначальную стоимость проектируемой системы (выраженную определенным количеством значащих цифр), или, иными словами, когда на эту стоимость не влияет изменение вероятности разрушения с фактической до нулевой величины. Такие условия часто возникают при расчете на вертикальные нагрузки. Однако в практических задачах сейсмостойкого строительства подобные случаи встречаются редко и поэтому здесь не рассматриваются.

Определенные выгоды или определенные затраты могут быть просто и непосредственно выражены в денежных единицах. Что же касается таких понятий, как престиж, общественная польза и т. п., то они сугубо субъективны, и их решение может быть существенно различным в зависимости от частного лица или организации, для которых производится оптимизация. Эта сторона задачи требует специальной оценки и может превратиться в проблему, относящуюся к области этики или эстетики.

Для количественной оценки полезности были предложены многочисленные методы (Fishburn, 1967). Наиболее приемлемыми для гражданского строительства являются, по-видимому, ме-

¹ Вопрос о том, имеет ли смысл слово «оптимизация» при иных условиях, остается спорным, хотя существует направление, рассматривающее оптимизацию процессов, результаты которых выражаются векторными величинами.

² В тех случаях, когда для данного решения возможно несколько результатов, мы рассматриваем полезность, связанную с этим решением, как математическое ожидание полезностей, соответствующих различным результатам.

тодики, разработанные Нейманом и Morgenштерном (Von Neuman and Morgenstern, 1943) и Черчманом и Акофом (Churchman, Ackoff and Arnoff, 1961).

Применяя метод Неймана и Morgenштерна, вначале мы составляем перечень возможных результатов наших действий, располагая эти результаты в порядке предпочтения. Пусть нумерация результатов будет 0, 1, 2..., i , ..., n . Затем мы либо предпочитаем результат $i+1$ результату i , либо альтернатива в данном случае для нас безразлична. Пусть u_i представляет собой полезность, связанную с возможным результатом i . Мы задаемся произвольными значениями u_0 и u_n , подчиняя их только тому условию, что $u_0 = u_n$, если нам безразлично, какой из возможных результатов будет иметь место, или $u_0 < u_n$, если мы предпочитаем результат n результату 0. Далее мы определяем α_i ($0 \leq \alpha_i \leq 1$) так, чтобы для нас были равнозначны возможный результат i и лотерейный выбор, при котором вероятность результата 0 равна α_i , а вероятность результата n равна $1 - \alpha_i$. Тогда

$$u_i = \alpha_i u_0 + (1 - \alpha_i) u_n.$$

Аналогично мы поступаем со всеми возможными результатами. Туркстра (1962) предложил использование этого метода при строительном проектировании.

Применяя метод Черчмана—Акофа, мы также начинаем оценку с расположения возможных результатов в соответствии с предпочтением. Далее устанавливаем предпочтение относительно комбинаций этих событий. Это приводит к определенному числу неравенств между суммами полезностей (например, если мы предпочитаем комбинацию результатов 0 и 2 результату 1, мы пишем $u_0 + u_2 > u_1$). Затем проверяем непротиворечивость этих неравенств и в случае необходимости корректируем их. После этого задаемся для всех полезностей пробными значениями и, применяя к неравенствам итерационные методы, находим искомые значения. Родригес-Кабаллеро (1966) предложил использовать этот метод в задачах сейсмостойкости.

В гражданском строительстве цели заказчика, проектировщика и подрядчика обычно не совпадают. В других отраслях эти три лица, как правило, объединены в лице предпринимателя. В последнем случае возможен более простой подход, и мы примем, что он справедлив для всех интересующих нас задач. Однако и при этом мы должны учитывать еще две точки зрения: общества и властей (например министерства строительства, которое вводит строительный устав и вообще нормы и правила, определяющие выбор многих параметров при проектировании).

Можно предложить следующую формулировку проблемы оптимизации. Введем обозначения для математических ожиданий реализуемых величин (в денежных единицах). Пусть X означает математическое ожидание функции цели; B — математическое ожидание реальной выгоды от наличия проектируемой системы;

C — первоначальные капиталовложения, включая стоимость проектирования; F — издержки, связанные с отказами и техническим обслуживанием, за вычетом стоимости материалов, годных для повторного использования (термин «отказ» в данном случае включает в себя любое нежелательное поведение системы, начиная с недостатков внешнего вида и кончая ее полным разрушением). Тогда

$$X = B - C - F. \quad (7.1)$$

Мы пришли к задаче математического программирования. Мы хотим максимизировать X с учетом всех проектных параметров, которые ограничены определенными условиями. Если максимальное значение X окажется меньше ожидаемой чистой прибыли, которую можно получить, использовав капиталовложения C для другой цели, то строительство данной системы не должно осуществляться.

Предположим, реализация будет происходить непрерывно при постоянной процентной ставке c в единицу времени и промежуток времени между начальными капиталовложениями и завершением строительства настолько мал, что реализацию в течение этого промежутка можно не принимать во внимание. Тогда уравнение (7.1) можно записать в следующем виде:

$$X = \int_0^{\infty} (b - \sum_{i=1}^n f_i p_i) \exp(-ct) dt + B_0 - C - F_0, \quad (7.2)$$

где $b(t)$ — ожидаемая прибыль в единицу времени, включая квартирную плату, доходы от использования системы для различных целей за время ее существования, а также вопросы, связанные с престижем владельца, проектировщика и подрядчика; $f_i(t)$ — издержки, связанные с i -тым видом отказа, если он возникнет в момент t ; $p_i(t)dt$ — вероятность того, что этот вид отказа возникнет в промежуток времени между t и $t+dt$; B_0 — ожидаемая прибыль от системы в течение ее строительства, включая в необходимых случаях и вопросы общественного характера; F_0 — ожидаемые убытки, связанные с отказами за время строительства. Мы принимаем, что возможны n видов отказа, помимо отказов при строительстве.

Часто система после отказа может быть быстро отремонтирована или восстановлена. В этом случае прибыль, которая отсутствует во время ремонта или восстановления, добавляется к издержкам от отказов. Для простоты изложения мы отнесем $F_0 - B_0$ к капитальным затратам или стоимости строительства. Тогда задача о максимизации X будет эквивалентна задаче о минимизации негативной функции цели:

$$X' = C + F', \quad (7.3)$$

где

$$F' = \sum_{i=1}^n \sum_{k=0}^{m_i} F_{ik}; \quad (7.4)$$

$$F_{ik} = \int_0^{\infty} f_{ik}(t) p_{ik}(t) \exp(-ct) dt,$$

где индекс k относится k -му ремонту или восстановлению; f_{ik} — издержки, связанные с i -тым видом отказа, если он возникает при k -м ремонте или восстановлении; $p_{ik}(t)dt$ — вероятность того, что это событие произойдет в промежуток времени между t и $t+dt$; m_i — число ремонтов или восстановлений, связанных с i -тым видом отказа; F_{ik} — сумма, соответствующая ожидаемым убыткам от k -го отказа i -того вида.

Если принять $m_i = \infty$ для всех i , мы получим определенный запас. Замена $f_{ik}(t)p_{ik}(t)$ на $f_{i0}(t-t_{ik})p_{i0}(t_{ik})$, где t_{ik} соответствует моменту k -го отказа i -того вида, обычно также идет в запас. Это связано с улучшением проектных решений на основе опыта, полученного при предыдущих отказах. Следовательно, можно написать:

$$F_{ik} \leq \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \dots \int_0^{\infty} f_{i0}(t_k) p_{i0}(t_0) p_{i0}(t_1) \dots p_{i0}(t_k) \exp[-c(t_0 + t_1 + \dots + t_k)] \times \\ \times dt_0 dt_1 \dots dt_k \leq F_{i0} P_i^k,$$

где

$$P_i = \int_0^{\infty} p_{i0}(t) \exp(-ct) dt.$$

Следовательно,

$$F' \leq \sum_{i=1}^n F_{i0} \sum_{k=0}^{\infty} P_i^k \leq \sum_{i=1}^n \frac{F_{i0}}{1 - P_i}.$$

Поэтому, положив

$$F'' = \sum_{i=1}^n F_{i0}, \quad (7.5)$$

и обозначив через F''' величину F'' , в которой каждый член разделен на соответствующие P_i , мы можем написать:

$$F'' \leq F' \leq F''', \quad (7.6)$$

поскольку величина F' по меньшей мере равна сумме, соответствующей ожидаемым убыткам от первой группы n возможных отказов.

Если $P_i \ll 1$ для всех i , можно заменить F' на F'' . Тогда в соответствии с уравнением (7.3) можно считать, что проект оптимален, если сумма ожидаемой стоимости строительства и ожидаемых убытков от отказов минимальна, и учитывать только первый отказ для каждого вида отказа. Заметим, что величины P_{i0} представляют собой условные вероятности и что некоторые виды отказов могут оказаться взаимоисключающими. В любом случае уравнение (7.6) позволяет легко установить, будет ли указанное приближение справедливым¹.

¹ Вывод уравнения (7.6) представляет собой обобщенный вариант вывода Джонсона (Johnson, 1953).

До сих пор мы говорили только об одной цели проектирования — оптимизации системы. Иногда можно исходить из того, что общая полезность или общая стоимость складывается из нескольких относительно независимых друг от друга параметров. В этом случае можно сказать, что проектирование имеет несколько целей, каждая из которых состоит в оптимизации одной из этих групп параметров. Например, выбор того или иного способа производства работ значительно изменяет стоимость строительства, но может не оказать существенного влияния на вероятность отказов. Иногда оптимизация относится, например, к несущей способности консольной балки при вертикальных нагрузках и при этом практически не связана с сейсмостойкостью сооружения. Подобные случаи дают основание для независимого рассмотрения отдельных аспектов проектирования сейсмостойких сооружений.

7.1.2. Проектирование конструкций. При строительном проектировании часто оказывается полезной следующая формулировка указанной задачи¹. Пусть r означает функцию сопротивления, скалярную величину, монотонно возрастающую с увеличением несущей способности конструкции, а s — функцию нагрузки, скалярную величину, монотонно возрастающую с увеличением нагрузки. Например, при определенных условиях все нагрузки могут быть пропорциональны s . Выберем эти две функции так, чтобы $r \leq s$ соответствовало разрушению. Как r , так и s — случайные функции, и по крайней мере s является стохастической. Для упрощения решения уравнения (7.3) можно воспользоваться графиками (Johnson, 1953), составленными для расчетных параметров, от которых зависят C и r , исходя из допущения, что математическое ожидание для r линейно связано с C и что r и s имеют определенные классические типы распределения вероятностей.

Понятия, относящиеся к теории технической надежности, например функция надежности, функция риска и т. п., и их связь с частотой появления событий оказываются весьма полезными при оптимизации инженерных систем (Von Alven, 1964; Barlow and Proschan, 1965), и в частности сооружений (Freudenthal, 1962; Freudenthal, Garrelts, and Shinozuka, 1966; Rosenblueth, 1969в). Ввиду краткости изложения мы не сможем воспользоваться здесь этими понятиями.

7.1.3. Коэффициенты нагрузки и коэффициенты безопасности. Пусть r и s означают некоторые функционалы (или «характеристические» или «номинальные» значения) или плотности вероятностей для функций сопротивления и нагрузки какой-либо конструкции. Отношение

¹ Этот метод применим только к таким задачам, при которых теоретически возможна единственная схема нагрузки, и можно принять, что нагрузка складывается один раз. При этом конструкция может разрушиться, но если разрушение не произошло, она существует неограниченное время.

$$L = \frac{\bar{r}}{\bar{s}} \quad (7.7)$$

называют обычно *коэффициентом нагрузки* конструкции. Его значение зависит от условий, которые используются при выборе \bar{r} и \bar{s} . Например, если несущая способность и нагрузка не являются функциями времени, мы можем принять $\bar{r} = E(r)$ и $\bar{s} = E(s)$ или $\bar{r} = E(r) - \alpha\sigma(r)$ и $\bar{s} = E(s) + \beta\sigma(s)$, где $E(\cdot)$ — математическое ожидание, $\sigma(\cdot)$ — дисперсия, а α и β — положительные параметры. Ясно, что во втором случае значение коэффициента нагрузки будет меньше, чем в первом¹.

Если функции сопротивления и нагрузки зависят от времени, мы определяем L как наименьшее отношение \bar{r} к \bar{s} в течение заданного промежутка времени, который обычно (и произвольно) отождествляется с ожидаемой долговечностью сооружения.

Распространенное мнение о том, что условие $L=1$ соответствует неизбежному разрушению, справедливо только в тех тривиальных случаях, когда r и s представляют собой детерминистские величины, равные своим функционалам.

Пусть теперь в сооружении с одноосным напряженным состоянием r' означает прочность (напряжение текучести или максимальное напряжение кривой «напряжение — деформация») материала, из которого сооружение изготовлено, а s' — напряжение, вычисленное по правилам сопротивления материалов, и пусть, кроме того, \bar{r}' и \bar{s}' представляют собой функционалы от соответствующих функций распределения. Величину

$$L' = \min \frac{\bar{r}'}{\bar{s}'} \quad (7.8)$$

(минимум выбирается исходя из всего сооружения) называют обычно *коэффициентом безопасности*. Он является обратной величиной *коэффициента снижения напряжений*. Замечания о случае когда r' или s' — стохастические величины и об ошибочном условии неизбежного разрушения, сделанные применительно к коэффициенту L , относятся также и к L' .

В простых задачах все нагрузки обычно принимаются пропорциональными s . При этом если критерии для выбора r и s те же, что и для выбора \bar{r}' и \bar{s}' , мы получим для любых статически определимых систем и для любых сооружений из линейно упругих материалов $L=L'$. При этих условиях применение ко-

¹ Второй случай положен в основу строительных норм, разработанных Европейским комитетом по бетону (CEB), и некоторых других предложений (Terroja, 1958; Angand Amin 1969 в). Он обладает тем преимуществом, что при надлежащем выборе α и β величина коэффициента нагрузки, которая обеспечивает определенную малую вероятность разрушения, мало зависит от распределения вероятностей для r и s .

эффициента нагрузки не дает никаких преимуществ по сравнению с применением коэффициента снижения напряжений.

Это относится и к статически неопределимым системам из нелинейно упругих материалов с зависимостями напряжение — деформация, меняющимися по степенному закону (Richard and Goldberg, 1965). В более общем случае, когда статическая неопределимость сочетается с нелинейностью, строгая эквивалентность между применением коэффициента снижения напряжений и коэффициента нагрузки отсутствует. Тем не менее замена одного из этих коэффициентов другим мало влияет на результаты проектирования, если множители для всех нормативных нагрузок одинаковы или если отношение всех действующих напряжений к соответствующим нормативным сопротивлениям одно и то же.

Применение коэффициента нагрузки эффективно в тех случаях, когда схемы различных нагрузок могут изменяться независимо друг от друга. При этом для различных видов нагрузок назначаются различные коэффициенты нагрузки. В некоторых задачах только такой способ позволяет достаточно просто регулировать степень вероятности разрушения. Это имеет место, например, при расчете на опрокидывание массива, материал которого, так же как и материал основания, обладает сравнительно высокой прочностью: для регулирования вероятности опрокидывания нормативные значения боковых сил умножаются на коэффициент, отличный от коэффициента, на который были умножены силы тяжести. Коэффициент снижения напряжений не дает возможности такого регулирования. В качестве альтернативы может быть использован иной метод выбора функционалов для независимых групп сил. Например, отношение нормативных боковых сил к их ожидаемому максимуму в течение определенного периода времени может быть принято большим, чем соответствующее отношение для вертикальных нагрузок.

Применение коэффициентов снижения напряжений может оказаться полезным в тех случаях, когда возможны различные виды разрушения конструкции (с различными признаками их возникновения или с различными по значению последствиями) либо когда конструкция состоит из различных материалов (например, железобетонные сооружения) и возможно разрушение любого из них. При этом для каждого материала и вида разрушения — от косога растяжения, сжатия при изгибе и т. п. — предусматривается различное значение коэффициента безопасности. Подбор соответствующих коэффициентов нагрузки в подобных случаях практически не приводит к цели. Таким образом, вполне очевидна целесообразность совместного применения как коэффициентов снижения напряжений, так и коэффициентов увеличения нагрузок.

Существует также третий вид расхождения между проектными и фактическими значениями расчетных величин. Он связан с

геометрией сооружения: различиями в размерах пролетов, поперечных сечений элементов, в расположении арматуры железобетонных конструкций, толщине облицовки и полов и т. д. Распределение вероятностей для таких расхождений зависит от принятых методов производства работ, но почти не зависит от номинальных размеров элементов (Johnson, 1953). Поэтому оно не может быть надлежащим образом учтено ни коэффициентами снижения напряжений, ни коэффициентами нагрузки. Более удовлетворительные результаты можно получить, приняв при проектировании определенную группу неблагоприятных расхождений между номинальными и фактическими размерами и применяя их совместно с обоими коэффициентами, упомянутыми выше. Обоснованность применения для расчетных целей уменьшенных размеров сечений подтверждается возможностью износа, а также электролитических или бактериологических воздействий, которые приводят к снижению прочности материала или уменьшению полезной площади сечений.

В некоторых странах, например в США, нормы проектирования и возведения конструкций из одного или нескольких материалов не регламентируют коэффициент временных нагрузок, которые предусматриваются муниципальными нормами. Для того или иного города эти нагрузки могут оказаться необоснованно низкими. В таких случаях мы вынуждены принимать для временных нагрузок больший коэффициент нагрузки, чем для постоянных. Подобных затруднений не возникает, если основные положения расчета, расчетные напряжения, временные нагрузки и коэффициенты нагрузок регламентируются одними и теми же нормами.

Ошибки при расчете, изменение условий эксплуатации, резкие отклонения от предусмотренной проектом планировки часто приводят к условиям, учет которых при проектировании экономически не оправдан. Иными словами, оптимизация требует, чтобы вероятность разрушения была основана на условиях, значительно отклоняющихся от математического ожидания. Можно было бы учесть это обстоятельство путем обоснованного определения вероятности разрушения для крайне неблагоприятных условий. Однако более рационально попытаться уменьшить ожидаемые убытки от разрушения, если оно произойдет. Для этого необходимо в первую очередь обеспечить высокую пластичность элементов сооружения.

При высокой пластичности приближение разрушения всегда может быть установлено по его признакам (предвестникам) — трещинам, большим прогибам, и это дает возможность уменьшить связанный с разрушением ущерб. Сооружение с высокой пластичностью будет в то же время обладать способностью к значительному перераспределению напряжений, а это само по себе снижает вероятность разрушений, связанных с не учтенными при расчете схемами нагрузок или с недостатками проектиро-

вания. Обычно требуемая степень пластичности сооружения может быть обеспечена почти без повышения его стоимости.

Для повышения пластичности сооружений из стали, дерева и сборных бетонных конструкций необходимо, чтобы прочность соединений была относительно высока по сравнению с прочностью соединяемых элементов. В железобетонных конструкциях для этой цели должна быть обеспечена большая прочность на скалывание, чем на изгиб. При конструкциях любого типа вероятность разрушения от неупругой потери устойчивости должна быть меньше, чем от растяжения, и, помимо этого, особую роль приобретают вопросы конструирования.

Было бы, однако, неправильным полагать, что те расхождения между расчетной и действительной схемой сооружения, которые связаны с ошибками или аналогичными причинами, упомянутыми выше, требуют принципиально иного подхода по сравнению с расхождениями, вызванными другими факторами. И те и другие расхождения представляют собой случайные значения. Все, что было сказано о преимуществах использования достаточно высокой пластичности вместо чрезмерно высокой прочности, относится к любым условиям, при которых расхождения между проектными и действительными параметрами сооружения могут оказаться весьма значительными, чем бы такие расхождения ни были вызваны.

7.1.4. Расчет на основе допустимой вероятности разрушения. В качестве компромисса между строгой идеализированной оптимизацией и «практическим» (часто довольно бессистемным) подходом, основанным на использовании коэффициентов нагрузки и соответствующей корректировке параметров, может применяться расчет, при котором вероятность разрушения не определяется явно, а устанавливается проектировщиком либо интуитивно, либо на основе примеров, которые он считает подходящими для данных условий. Эта вероятность не обязательно совпадает с вероятностью, которую мы нашли бы с помощью оптимизации. Однако, как мы видели, при благоприятных условиях даже критерий нулевой вероятности разрушения приводит к результатам, мало отличающимся от результатов проектирования, основанного на оптимизации. Поэтому критерий, основанный на допустимой конечной вероятности, несомненно, может иметь более широкое применение.

В качестве дальнейшего упрощения можно принять, что в тех случаях, когда дисперсия какого-либо вида нагрузки или функции сопротивления намного превышает дисперсию всех остальных величин, используемых при расчете, параметр с наибольшей дисперсией может рассматриваться как единственное случайное значение. Простейшее применение этого метода позволяет установить зависимость расчетной временной нагрузки на единицу площади от общей площади загрузки (Rosenbluth, 1956).

7.1.5. Проектирование сейсмостойких сооружений. Две основные особенности отличают проектирование сейсмостойких сооружений от других видов инженерного проектирования. Одна из них связана с огромным разбросом или неопределенностью сейсмических возмущений, другая — с природой этих возмущений. Даже зная детальные характеристики предстоящих движений грунта, мы не можем быть полностью уверены в безопасности сооружения. Современные знания о свойствах строительных конструкций крайне ограничены. Все эти обстоятельства указывают на то, что непосредственное применение теории вероятностей и методов оптимизации для расчетов на сейсмостойкость должно быть более широким, чем для других инженерных дисциплин. Традиционная маскировка неопределенности за детерминистской формой расчета не может применяться в вопросах сейсмостойкости с таким же успехом, как в других областях.

При непосредственном применении процесса оптимизации мы должны оценить ряд выгодных и невыгодных факторов, трудно поддающихся оценке, причем их значение и общая полезность зависят от лица или организации, для которых эта оптимизация производится. Например, для владельца сооружения убытки от разрушения обычно включают в себя стоимость сооружения, а также ожидаемые судебные издержки и выплату компенсаций различного рода, причем из этой суммы следует вычесть страховую премию и стоимость материалов, годных для повторного использования. Для общества убытки включают в себя стоимость сооружения (за вычетом стоимости материалов, годных для повторного использования), ожидаемый ущерб от повреждения или уничтожения находящихся в нем предметов, а также стоимость жизни людей и нанесенных им увечий. И наконец, для инженера убытки состоят из ожидаемых судебных издержек, потери престижа и морального ущерба.

Оценка материальных убытков не вызывает затруднений. Ценность жизни человека может быть принята равной тому ожидаемому вкладу в совокупный общественный продукт страны, который он мог бы внести, оставшись в живых¹. В качестве верхней оценки потери престижа можно принять ожидаемый доход инженера за оставшийся период его жизни в том случае, если бы разрушения не произошло. Моральный ущерб (верхняя оценка) может быть принят равным стоимости одной человеческой жизни. При катастрофических землетрясениях убытки, связанные с разрушением, часто сводятся для инженера практически к нулю.

После того как произведена оценка ожидаемых убытков от разрушения, остаются еще четыре фактора, определяющие те

¹ По-видимому, такова сумма, которую общество выражает готовность платить. Авторы благодарны Р. Л. Акофу, который обратил их внимание на этот вопрос.

границы интенсивности землетрясений, в пределах которых могут применяться те или иные расчетные критерии. Первый из этих факторов связан с частотой или повторяемостью землетрясений различной интенсивности; второй представляет собой зависимость (для данной интенсивности) вероятности разрушения от первоначальных затрат; третий — процентную ставку предстоящей в будущем реализации; четвертый относится к вероятности разрушения от причин, не связанных с землетрясениями. Рассматриваемая проблема представляет собой типичную задачу исследования операций или математического программирования. В большинстве случаев полное численное решение задачи этими методами все еще остается чрезвычайно сложным. Поэтому весьма важную роль в данном вопросе могут сыграть интуиция и квалифицированное суждение инженера при условии, что он отдает себе отчет в последствиях, к которым может привести принятое им решение.

Существует много видов разрушений или ущерба, которые следует иметь в виду при расчетах на сейсмостойкость: обрушение; повреждение несущих и ненесущих элементов; ущерб, нанесенный материальным ценностям внутри здания, включая оборудование, а также гибель и увечье находящихся в нем людей и ущерб, причиненный их имуществу; паника; повреждение соседних зданий, связанные с разрушением проектируемого сооружения; косвенные последствия, например разливы жидкостей, пожары, взрывы, нарушение работы оборудования. Особенно опасна утечка расщепляемых материалов на атомных электростанциях. Проектируя такие сооружения, следует определить те условия, при которых должно срабатывать устройство, прекращающее ядерную реакцию ранее, чем движение грунта достигнет интенсивности, связанной со значительной вероятностью серьезных повреждений.

При проектировании необходимо учитывать возможность снижения стоимости ремонтов при вероятных повреждениях.

Следует принимать во внимание также возможность использования сооружения непосредственно после сильного землетрясения. Поэтому требования к проектированию больниц или пожарных депо не могут быть такими же, как для жилых домов.

Проектирование какого-либо одного сооружения обычно связано с непосредственным рассмотрением многих (а иногда всех) типов разрушений, упомянутых выше. При этом их можно считать различными видами отказов. Часто, однако, возникновение одного из них влечет за собой появление ряда других, или же, наоборот, при возникновении одного рассмотрение остальных теряет смысл. Например, повреждение несущих конструкций может сопровождаться столь значительными деформациями, что становятся неизбежными также повреждения ненесущих элементов и оборудования, в то время как при полном разрушении сооружения последние не играют роли.

Для иллюстрации методов количественной оценки указанных выше факторов рассмотрим следующую упрощенную задачу. Предположим, что нам необходимо рассчитать сооружение, условия обрушения которого связаны только с величиной его реакции при землетрясении, причем эта реакция пропорциональна максимальной скорости движения частиц грунта. Мы рассматриваем эту скорость как единственную случайную величину, считая характеристики сооружения и вертикальные нагрузки детерминистскими переменными. Предположим далее, что имеем возможность изменять только один из параметров сооружения, который является мерой его прочности. В соответствии с условиями задачи в качестве такого параметра можем принять ту максимальную скорость грунта, которую сооружение может воспринять, не разрушаясь.

Если землетрясения, возникающие в радиусе порядка нескольких километров от интересующей нас точки, не играют значительной роли с точки зрения региональной сейсмичности, то, согласно уравнениям (1.4), можно принять, что максимальная скорость грунта пропорциональна $\exp M$, где M — магнитуда землетрясения. Предположим, что возмущения в месте возникновения землетрясений могут быть представлены как обобщенный процесс Пуассона, причем средняя скорость процесса пропорциональна $\exp(-\beta M)$. Тогда движения грунта в рассматриваемой точке также будет представлять собой обобщенный процесс Пуассона, а средняя частота появления движений, максимальная скорость которых превышает определенную величину — например, v — будет равна:

$$\lambda(v) = \alpha v^{-\beta}. \quad (7.9)$$

Пусть u означает скорость грунта, при которой сооружение разрушится. Тогда разрушение произойдет в том и только в том случае, когда $v > u$. Предположим, что сумма первоначальных затрат, соответствующих интересующей нас области значений u , может быть записана в виде

$$C = C_0 + ku,$$

где C_0 и k — константы.

Если f — убытки, связанные с обрушением, и мы хотим использовать уравнение (7.3), то следует минимизировать функцию цели

$$X' = C_0 + ku + \frac{\alpha}{c} f u^{-\beta}.$$

Приравняв dx/du нулю и решая уравнение относительно u , найдем оптимальное значение (обозначим его u_0) функции прочности u :

$$u_0 = \left(\frac{\alpha \beta f}{ck} \right)^{1/(1+\beta)}. \quad (7.10)$$

Чтобы найти соответствующий оптимальный период временного ряда, заменяем v на u_0 в уравнении (7.9) и затем вычисляем величину, обратную λ :

$$\lambda_0^{-1} = \alpha^{-1/(1+\beta)} \left(\frac{\beta f}{ck} \right)^{\beta/(1+\beta)}. \quad (7.11)$$

Поскольку значения β обычно находятся в пределах между 2 и 3 (см. гл. 1), величина λ_0^{-1} , хотя и незначительно, но меняется с изменением α . Например, если при $\beta=2,5$ удвоим α , то u_0 возрастет на 22%, а λ_0^{-1} уменьшится на 18%. Заметим, что u_0 и λ_0^{-1} зависят также от β , от k , от убытков, связанных с разрушением, и от процентной ставки, в соответствии с которой определялись F_{ik} .

Используя уравнения (1.4), мы пришли бы к аналогичным результатам и в том случае, когда разрушение ставится в зависимость не от скорости грунта, а от его максимального ускорения или перемещения. Нам пришлось бы только изменить β .

Рассмотрим теперь тот же тип сооружения, но с повреждениями несущих элементов, возникшими в результате перемещения, спектральное значение которого связано с максимальной скоростью грунта u' , меньшей, чем u . Соответствующие убытки обозначим f' . Убытки при разрушении возрастут с f' до $f+f'$. Начальные капиталовложения примем равными

$$C = C_0 + ku + k'u',$$

где k' — константа.

Поступая так же, как и в первом случае, и приняв, что u и u' могут изменяться независимо друг от друга, мы по-прежнему получим с помощью уравнений (7.10) и (7.11) оптимальное значение u и соответствующий период временного ряда. Выражения для оптимального u' и его периода получаются путем замены f и k соответственно на f' и k' .

Обычно отношение f/k' намного превышает отношение f'/k . При этих условиях расчет имеет целью предотвратить разрушение сооружения от сильных землетрясений, возникающих в среднем достаточно редко, и предотвратить повреждения несущих элементов при частых землетрясениях умеренной силы. Довольно часто отношение $f k' / f' k$ колеблется между 4 и 20. Тогда при $\beta=2,5$ отношение оптимальных значений скорости грунта будет лежать в пределах между 1,5 и 2,4, а отношение соответствующих периодов временного ряда — между 2,7 и 8,5.

Допущение, что u и u' можно изменять независимо друг от друга, во многих случаях отвечает действительности. Например, u может зависеть главным образом от коэффициента пластичности, а u' — от жесткости, выбора материала для несущих элементов и вида соединений между несущими и несущими элементами.

С другой стороны, если бы u' было пропорционально u , величины f и k в уравнениях (7.10) и (7.11) пришлось бы заменить

соответственно на $f + \gamma^{-\beta} f'$ и $k + \gamma k'$, где $\gamma = u'/u$. Этот результат значительно отличается от принятого на практике раздельного расчета для u и u' . Зависимость между u и u' оказывается почти пропорциональной в том случае, когда несущие материалы и детали, так же как и коэффициент пластичности, выбраны и мы можем менять только поперечные сечения несущих элементов, что оказывает влияние одновременно на их жесткость и прочность. В тех случаях, когда имеется существенная зависимость между u и u' , расчет, не учитывающий этого обстоятельства, приводит, вообще говоря, к значительным ошибкам.

Такие же упрощенные модели могут быть использованы для приближенного анализа преимуществ, которые дает применение так называемых резервных линий обороны. Конструктивные решения такого типа были впервые применены Блюмом (1960). Они основаны на использовании элементов, разрушение которых приводит к диссипации энергии, но не вызывает разрушения здания в целом. Примером могут служить пластичные каркасы с относительно слабым и хрупким стеновым заполнением. Разрушение этого заполнения приводит к материальному ущербу, но предотвращает или задерживает общее разрушение. В стальных рамах промежуточная линия обороны может быть создана с помощью железобетонного огнезащитного покрытия элементов.

Предположим, что для определенного сооружения мы рассматриваем область начальных периодов собственных колебаний, приняв, что в этой области удовлетворительным критерием разрушения может служить максимальная энергия деформации. Пусть при этих условиях нам необходимо решить вопрос, должно ли крепление внутренних стен к каркасу предотвратить повреждения в стенах при деформациях каркаса или эти стены следует располагать так, чтобы они служили первой линией обороны.

В первом случае можно записать:

$$X' = C_0 + ku + \frac{\alpha}{c} u^{-\beta} (f + f'), \quad (7.12)$$

где f и $f+f'$ — убытки, связанные соответственно с разрушением внутренних стен или с общим разрушением.

Во втором случае

$$X' = C_0 + ku'' + \frac{\alpha}{c} \{ [u'^{-\beta} - (u''^2 + u'^2)^{-\beta/2}] f' + (u''^2 + u'^2)^{-\beta/2} (f + f') \} = C_0 + ku'' + \frac{\alpha}{c} [u'^{-\beta} f' + (u''^2 + u'^2)^{-\beta/2} f], \quad (7.13)$$

где u'' — скорость грунта, при которой сооружение разрушится, если внутренние стены не будут участвовать в восприятии горизонтальных нагрузок.

В соответствии с уравнением (7.13) убытки X' при любом заданном u'' представляют собой убывающую функцию от u' . Следовательно, введение линий обороны имеет смысл только в

том случае, когда оно обеспечивает возможность достаточно большого снижения величины u'' .

Из уравнения (7.12) следует:

$$u_0 = \left[\frac{\alpha \beta (f + f')}{ck} \right]^{1/(1+\beta)}; \quad (7.14)$$

$$X' = C_0 + \left[\frac{\alpha k^\beta (f + f')}{c} (\beta + \beta^{-\beta}) \right]^{1/(1+\beta)}. \quad (7.15)$$

Обычно значение u' фиксировано, и вопрос сводится к определению оптимального значения u'' . Подставляя его затем в уравнение (7.13), мы можем сравнить результат с минимальным значением x' по уравнению (7.15) и выбрать лучшее из двух решений. Предположим, однако, для простоты, что $u' = u''$. Тогда уравнение (7.13) дает для u'' выражение, совпадающее с выражением для u_0 из уравнения (7.14), но с заменой f на $2^{-\beta/2}f$. С такой же заменой уравнение (7.15) справедливо для минимума X' . Мы приходим к выводу, что при этих условиях первая линия обороны всегда окажется полезной. Эта польза может быть весьма существенной, так как f' обычно намного меньше чем f , а при $\beta = 2,5$ мы находим $2^{-\beta/2} = 0,42$, и, таким образом, первая линия обороны может дать экономию около 50% от общей стоимости $ku + F$. Однако этот эффект может быть достигнут только при условии, что сооружение будет перепроектировано с тем, чтобы учесть наличие первой линии обороны.

Более обоснованной является модель, согласно которой вертикальные нагрузки и характеристики сооружения также считаются случайными величинами. Некоторые вопросы, связанные с использованием характеристик сооружения при таком подходе, будут рассмотрены далее.

В тех случаях, когда расчет производится только на вертикальные нагрузки, вероятностный расчет в нормах заменяют соответствующим использованием коэффициентов нагрузки или коэффициентов снижения напряжений, или тех и других. В целях унификации коэффициенты нагрузки могут быть использованы и при расчете на сейсмические воздействия. Вместо того, чтобы использовать при расчете непосредственно u_0 , мы можем рассматривать меньшее значение и коэффициент нагрузки. Это относится также к коэффициентам сдвига основания и другим подобным величинам.

Сильный ветер, сопровождающий сильное землетрясение, — явление настолько редкое, что расчет на какое-либо сочетание ветровой и сейсмической нагрузок вряд ли оправдан. Аналогичные соображения приводят к выводу, что, поскольку временная и сейсмическая нагрузки почти независимы стохастически, коэффициент сочетания нагрузки при их совместном действии должен быть меньше коэффициентов, соответствующих приложению каждой из этих нагрузок в отдельности.

Снижение коэффициента нагрузки оправдано даже в том случае, когда речь идет о сочетании постоянных и сейсмических нагрузок. Это следует из того, что коэффициент вариации для суммы положительных случайных величин всегда равен или меньше, чем наибольший из отдельных коэффициентов, а коэффициент нагрузки, связанный с заданной вероятностью разрушения, является возрастающей функцией коэффициента вариации. Более того, если разрушение может быть отнесено за счет землетрясения или другого аналогичного явления, моральные и юридические издержки, связанные с разрушением, оказываются меньшими, чем в тех случаях, когда оно происходит при нормальных эксплуатационных условиях.

Стоит подчеркнуть, что сейсмические коэффициенты, коэффициенты нагрузки и другие аналогичные величины, регламентированные нормами, представляют собой существенное ограничение при проектировании. Они не имеют непосредственного отношения к оптимизации как с точки зрения владельца, так и с точки зрения проектировщика.

Включение подобных положений в нормы представляет собой защитную меру с точки зрения общества, и их соблюдение должно предотвратить при проектировании чрезмерные отклонения от выбора решений, которые являются для общества оптимальными. Эта цель практически достигается только в том случае, если требования норм согласуются с разумным инженерным подходом.

В большинстве стран мира нарушение положений строительных норм — если оно в принципе возможно — связано для проектировщика со столь высоким ожидаемым ущербом, что он поступает вполне разумно, соблюдая их, даже в тех случаях, когда методы расчета, подобные рассмотренным нами выше, приводят к меньшим значениям сейсмических коэффициентов. Вопрос, конечно, решается однозначно, если эти методы требуют большего, чем предусмотрено нормами, запаса. Совершенно очевидна также необходимость учета различных аспектов проектирования, не отраженных в нормах.

Строительные нормы преследуют еще одну цель: дать проектировщику рекомендации о различных способах упрощения расчета в тех областях, где точное решение оказывается весьма затруднительным для обычной практики. Это относится, например, к нормированию опрокидывающих моментов, случайных перекосов, к вопросам конструирования и т. д. Как будет показано в гл. 8, такие требования норм следует рассматривать как ограничения, поскольку они часто основаны на спорных допущениях, и в лучшем случае только относительно справедливы для той или иной области характеристик сооружения и свойств грунта.

Применяя приведенные в нормах коэффициенты сдвига основания, необходимо помнить, что они предназначены для вы-

числения усилий, а не перемещений и что они всегда основаны на предположении о нелинейной работе сооружения. Эти вопросы будут рассмотрены в гл. 8.

7.2. Простые линейные системы с детерминистскими параметрами

Изучение региональной и микрорегиональной сейсмичности (см. гл. 2) должно в принципе обеспечить инженера набором спектров для каждого типа сооружения. Каждая из этих кривых должна соответствовать заданной вероятности того, что ее ординаты будут по крайней мере один раз превышены в течение данного интервала времени. В идеальном случае мы должны были бы иметь по одному набору спектров для каждого вида линейной работы сооружений с тем или иным коэффициентом затухания, для упругопластических систем с тем или иным коэффициентом пластичности и т. д. На основе материала, изложенного в гл. 3, эти многочисленные наборы могут быть для простых линейных систем сведены к одному набору; в гл. 4 даны указания о том, как поступать в случае линейных систем со многими степенями свободы; в гл. 5 показано, что нет необходимости в различных наборах спектров для нелинейных систем,¹ по крайней мере в тех случаях, когда они не подвержены разупрочнению.

При твердых грунтах, располагая максимальными значениями ускорения, скорости и перемещений основания и характеристикой продолжительности движения грунта, мы можем подсчитать математические ожидания для реакций различных моделей систем. Этого практически достаточно для расчетных целей. Действительно, как мы уже видели, неопределенность параметров землетрясения перекрывает отклонения ожидаемых значений реакций для сооружения с заданными параметрами. Влияние локальных геологических условий может быть учтено приближенно, с использованием материала, изложенного в подразд. 3.8 и 3.10, в тех случаях когда нелинейность работы грунта может иметь существенное значение.

Обычно данные о сейсмичности, которыми мы располагаем, не удовлетворяют нас полностью, и мы вынуждены прибегать к довольно грубым аппроксимациям. Предположим, например, что большинство существенных землетрясений приходит в интересующую нас точку из группы фокусов, расположенных примерно в 60 км от нее, в районах, для которых $\beta \approx 2,5$ [уравнение (2.3)]. Пусть, далее, нам известно, что эта группа фокусов является источником возникновения одного землетрясения интенсивностью не менее 6 баллов (шкала ММ) каждые три года (в сред-

¹ Данное утверждение не всегда верно. В некоторых случаях спектры ожидаемых землетрясений настолько отличаются друг от друга, что для расчетов необходимо использовать различные наборы спектров или иных моделей воздействий. (Прим. науч. ред.).

нем). Допустим, что эта оценка основана на всей имеющейся информации по данному вопросу и учитывает также неопределенность любых корреляций, использованных для ее установления. Вследствие неопределенностей различного рода число землетрясений, интенсивность которых превышает какую-либо заданную величину, не будет строго подчиняться распределению Пуассона, однако для простоты мы примем такое распределение.

Пусть речь идет о расчете линейной системы с одной степенью свободы и с коэффициентом затухания 0,05. При этом условии нас будет интересовать только безусловная вероятность спектральных ординат (как увидим далее, это не будет полностью справедливо в случае систем со многими степенями свободы или нелинейных систем). Из уравнения (1.2) следует, что при твердых грунтах интенсивность 6 баллов соответствует следующему значению максимальной скорости грунта:

$$v = \frac{2^6}{14} = 4,57 \text{ см/с.}$$

Согласно уравнениям (1.4), максимальные значения ускорения и перемещения грунта будут:

$$a = 19 \text{ см/с}^2; \quad d = 8,45 \text{ см.}$$

Эти значения получены с помощью подстановки v и R во второе из уравнений (1.4), что дает $M=5,91$, и последующей подстановки M и R в первые и третьи из этих уравнений.

Эквивалентная продолжительность этих движений грунта с интенсивностью 6 баллов будет, согласно уравнению (1.7), $s = 19,6$ с (эквивалентная в том смысле, что отрезок белого шума с такой же продолжительностью дает возможность получить корректирующие множители, пригодные для систем с затуханием).

Этим движениям грунта соответствуют ожидаемые спектральные ординаты для каждого из заданных периодов собственных колебаний и коэффициентов затухания. В качестве спектральных ординат мы выбираем псевдоскорости. Произведение последних на собственную круговую частоту непосредственно дает численное значение максимального абсолютного ускорения. При вычислении ожидаемых спектральных ординат примем, что их величина будет промежуточной между теми значениями, которые находятся по правилам первого абзаца в подразд. 1.5, и теми, которые основаны на допущении о совпадении ожидаемого спектра для коэффициента затухания 0,25 с прямыми линиями на логарифмических спектрах, соответствующими a , v и d . Допустив, кроме того, что в случае средних и длинных периодов колебаний корректирующие множители β_E , учитывающие затухание, могут быть определены по рис. 3.3, мы придем к кривой «период временного ряда», равный 3 г. на рис. 7.1 (для очень

коротких периодов колебаний спектральные ординаты на этом рисунке были определены в соответствии с подразд. 3.4). Эта кривая дает ожидаемые ординаты при землетрясениях, возникающих недалеко от рассматриваемой точки, имеющих интенсивность 6 баллов или магнитуду 5,91 и период временного ряда, равный трем годам.

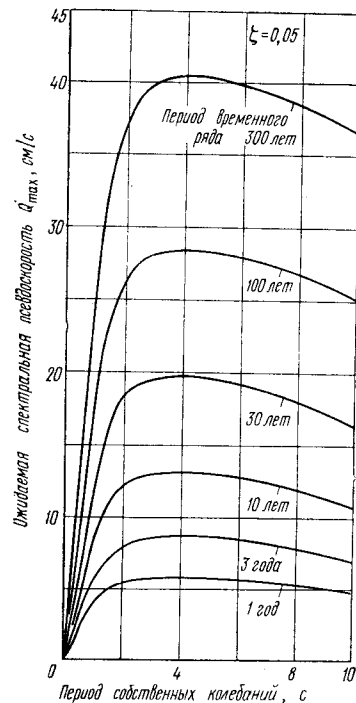


Рис. 7.1. Ожидаемые спектры псевдоскоростей при близком расположении фокусов землетрясений

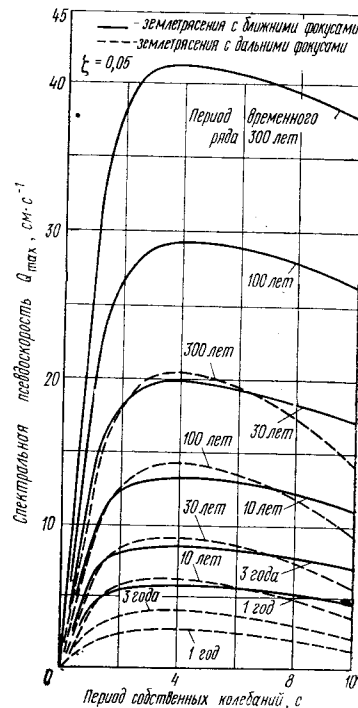


Рис. 7.2. Спектры псевдоскоростей для землетрясений с близкими или дальними фокусами

Ординаты на рис. 7.1 и последующих двух рисунках имеют индекс «max», так как они поручены на основе максимальных значений a , v и d с учетом направления степени свободы сооружения.

Далее мы повторяем приведенный выше расчет при других значениях M и строим на рис. 7.1 кривые, соответствующие различным периодам временного ряда.

При данном ожидаемом значении реакции $\bar{Q}_{max} = E(Q_{max})$ вероятность того, что максимальная реакция сооружения не превысит Q_{max} , равна $P(Q_{max}/\bar{Q}_{max})$. Следовательно, среднегодовое число превышений максимальной реакцией значения Q_{max} будет равно:

$$v(Q_{max}) = - \int_0^{\infty} F(Q_{max}/\bar{Q}_{max}) \frac{d\mu}{d\bar{Q}_{max}} d\bar{Q}_{max}, \quad (7.16)$$

где $F = 1 - P$, а μ — ожидаемое годовое число землетрясений, для которых $E(Q_{max})$ превышает \bar{Q}_{max} . Иными словами, F — это вероятность разрушения от землетрясения, при котором ожидаемая реакция равна \bar{Q}_{max} , а $1/v(Q_{max})$ — период временного ряда для реакции Q_{max} .

Согласно нашему допущению, количество превышений максимальной реакцией заданного значения в течение заданного промежутка времени подчиняется распределению Пуассона. Следовательно, вероятность того, что сооружение с прочностью Q_{max} разрушится в течение промежутка времени t , равна $1 - \exp[-v(Q_{max})t]$.

Применяя уравнение (7.16) для кривых на рис. 7.1, получим сплошные кривые на рис. 7.2, ординаты которых представляют собой спектральные псевдоскорости при коэффициенте затухания 0,5. Мы применили распределение величины $Q_{max}/E(Q_{max})$ при реакциях от белого шума с корректировкой для очень жестких и очень гибких систем, поэтому дисперсия стремится к нулю при стремлении периода собственных колебаний к нулю или к бесконечности.

Предположим теперь, что та же точка подвержена действию землетрясений, порождаемых другой группой фокусов, которые расположены на расстоянии около 120 км. Допустим, что эта группа фокусов также относится к району, для которого $\beta \approx 2,5$ [уравнение (2.3)]. Пусть, кроме того, нам известно, что эта группа фокусов является источником возникновения одного землетрясения интенсивностью 5 баллов каждые три года (в среднем).

Применяя такой же метод, как и для землетрясений, возникающих в первой группе фокусов, получим аналогичный набор кривых для землетрясений, относящихся ко второй группе. Эти кривые показаны пунктирными линиями на рис. 7.2.

Теперь мы можем учесть совместное действие движений грунта обеих групп путем простого сложения значений v (величин, обратных периоду временного ряда), соответствующих заданным значениям Q_{max} . Например, в соответствии со сплошными кривыми на рис. 7.2, для периода собственных колебаний 7 с спектральная псевдоскорость 13 см/с превышает в среднем один раз в 11 лет при землетрясениях, возникающих в 60 км от данной точки. Пунктирные кривые на этом рисунке показывают, что та же спектральная псевдоскорость превышает в среднем каждые 110 лет при землетрясениях, порождаемых второй группой источников. Среднегодовые количества превышений составляют соответственно $1/11 = 0,0909$ и $1/110 = 0,0091$, что в сумме дает $0,0909 + 0,0091 = 0,1$ раз в год. Следовательно, псевдоскорость 13 см/с имеет период временного ряда $1/0,1 =$

=10 лет с учетом землетрясений, возникающих в фокусах обеих групп. Таким способом мы можем получить рис. 7.3, на котором представлено семейство расчетных спектров для рассматриваемой точки. Такие расчетные спектры могут быть использованы для получения оптимального расчетного варианта методом проб и ошибок.

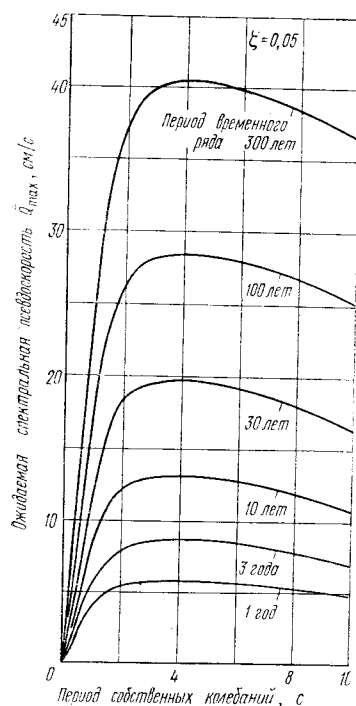


Рис. 7.3. Спектры псевдоскоростей для землетрясений, возникающих в обеих группах фокусов

Мы можем задаться надежностью сооружения, от которой затем можно перейти к периоду временного ряда¹. Задаваясь этим периодом и собственной частотой колебаний, с помощью спектров, подобных спектрам на рис. 7.3, получаем пробное значение расчетной псевдоскорости. Эта реакция используется для расчета сооружения, что дает возможность оценить первоначальную стоимость системы, в то время как выбранная надежность совместно с принятым критерием реализации позволяет оценить ожидаемые убытки от разрушения. Повторяя вычисления при различных пробных значениях надежности и суммируя в каждом случае первоначальные затраты и убытки от разрушения, можно построить кривую, ординаты которой дадут общие ожидаемые затраты в функции от надежности. Таким способом может быть выбран оптимальный вариант.

Предположим, например, что первоначальные затраты могут быть представлены в виде $C = \alpha_0 + \alpha_1 z$, где z — сейсмический коэффициент сдвига основания, так что прочность сооружения равна Wz ; вес W сооружения — 40 тс, а его коэффициент затухания — 0,05, причем оба не зависят от z ; жесткость сооружения — $\alpha_2 z$. Предположим, кроме того, что убытки от разрушения составляют 200 тыс. долл., $\alpha_1 = 50$ тыс. долл., $\alpha_2 = 5$ т/см и что постоянная процентная ставка составляет 0,08 год.⁻¹ Вначале примем $z = 0,25$. Тогда $C = \alpha_0 + 12\,500$ и $T = 2\pi \sqrt{40/981 \cdot 1,25} =$

1,135 с. Следовательно, согласно рис. 7.3, период временного ряда для разрушения составит 900 лет, и поэтому ожидаемые убытки от разрушения (используя соотношение $F' = f v / c$) будут равны $200\,000 / 0,08 \cdot 900 = 2727$ долл., а значение функции цели X' [уравнение (7.3)] будет $\alpha_0 + 15\,277$. После нескольких попыток находим, что оптимальным будет $z = 0,2$, чему соответствуют период временного ряда 600 лет, $C = \alpha_0 + 10\,000$ долл., $D = 4166$ долл. и $X' = \alpha_0 + 14\,166$ долл.

Предположим теперь, что жесткость не зависит от z , а $T = 1,135$ с. Пользуясь рис. 7.3, снова найдем, что при $z = 0,25$ $X' = \alpha_0 + 15\,277$ долл. Однако оптимальным в данном случае оказывается $z = 0,225$, чему соответствует $X' = \alpha_0 + 14\,820$ долл. Сравнение с тем случаем, когда жесткость была пропорциональна коэффициенту сдвига основания, выявляет зависимость оптимальных расчетных условий от соотношений между параметрами, определяющими работу сооружения.

Изложенный метод может оказаться слишком трудоемким для практических целей. Независимо от того, идет ли речь о проектировании индивидуального сооружения или о разработке строительных норм, рациональным подходом может оказаться выбор периода временного ряда и использование для расчета соответствующих спектров. Выбранный период должен зависеть от ответственности сооружения, предполагаемого типа разрушения и региональной сейсмичности.

Для облегчения выбора рационального периода временного ряда полезно иметь в виду, что при $vt = 1$ вероятность разрушения составляет 63%, при $vt = 0,1$ она будет равна 9,5%, а при $vt = 0,01$ составляет 1%. Эти значения относятся к сооружениям с детерминистскими параметрами. Практически при установлении расчетных параметров вводятся характеристическая (уменьшенная) прочность или коэффициенты нагрузки, учитывающие неопределенность параметров реального сооружения. При этом вероятности разрушения оказываются намного меньшими, чем при рассмотренном ранее подходе. Исходя из этого, особо ответственные сооружения (атомные реакторы, большие арочные плотины), расположенные в районах с высокой сейсмичностью, было бы рационально рассчитывать, принимая период временного ряда от 500 до 1000 лет; для обычных жилых и административных зданий этот период может быть принят от 50 до 100 лет; для небольших и временных сооружений — от 5 до 10 лет. Верхние пределы (более длинные периоды) можно рекомендовать для районов с низкой сейсмичностью, нижние — при расчете повреждений несущих элементов.

Рассмотренный нами в общих чертах метод расчета применим в тех случаях, когда имеется несколько групп фокусов, влияние которых на сооружение может быть существенным. Он в равной мере применим к расчету сооружений на слабых

¹ Если принята детерминистская и независимая от времени функция сопротивления, а возмущение подчиняется распределению Пуассона, то функция надежности имеет форму $\exp(-vt)$, а период временного ряда для разрушения равен $1/v$ (Barlow and Proschan, 1965).

грунтах при условии использования спектров, учитывающих фильтрацию сейсмических движений.

В нашем изложении мы исходили из того, что критерий разрушения может быть представлен в функции реакции сооружения, в первый раз превышающей некоторое критическое значение. Могут быть разработаны и иные методы, применимые к более совершенным и реалистичным критериям разрушения.

7.3. Простые линейные системы со случайными параметрами

До сих пор мы рассматривали параметры сооружения как детерминистские величины. Теперь выведем общее выражение, позволяющее вычислить периоды временного ряда для реакций сооружения с неопределенными параметрами, исходя из этих периодов для сооружений с детерминистскими параметрами.

Пусть индекс «с» относится к сооружению с детерминистскими параметрами. Тогда

$$v(Q') = - \int_0^{\infty} \frac{\partial v_c(Q'_c)}{\partial Q'_c} P(Q > Q' | Q_c = Q'_c) dQ'_c,$$

где v — величина, обратная периоду временного ряда, а Q' — частное значение Q .

Это выражение может быть представлено и в иной форме:

$$v(Q') = - \int_0^{\infty} \frac{\partial v_c(Q'_c)}{\partial Q'_c} P\left(\frac{Q}{Q_c} > \frac{Q'}{Q'_c}\right) dQ'_c,$$

или, принимая $y = Q'/Q'_c$:

$$v(Q') = \int_0^{\infty} \frac{\partial v_c(Q'_c/y)}{\partial y} [1 - P_Y(y)] dy,$$

где P_Y — функция распределения вероятностей для Q/Q_c .

Интегрируя по частям и полагая $p_Y = dP_Y/dy$, найдем (Esteve, 1970):

$$v(Q') = \int_0^{\infty} v_c\left(\frac{Q'}{y}\right) p_Y(y) dy = E\left[v_c\left(Q' \frac{Q_c}{Q}\right)\right]. \quad (7.17)$$

С помощью этого выражения фактор неопределенности может быть учтен в корреляциях между фокусными и локальными характеристиками землетрясения.

Вначале применим это выражение к сооружению с одной степенью свободы, имеющему детерминистские параметры, но случайную ориентацию по отношению к потенциальным фокусам землетрясений. Корреляции, использованные нами в предыдущем подразделе для получения характеристик землетрясения в рассматриваемой точке, дают возможность установить максимальные значения ускорений, скоростей и перемещений грунта в функции как времени, так и направления. Расчетные спектры, основанные на использовании таких данных, относятся к сооружению, неразрушаемость которого обусловлена его реакциями в том направлении, где величина этих реакций максимальна. Это предполагает непосредственную применимость результатов к расчету таких систем, сопротивление которых горизонтальным силам не зависит от направления. К этой категории относятся, например, покрытия, покоящиеся на одной круглой колонне, и даже некоторые многопролетные одноэтажные здания при условии, что мы пренебрегаем взаимодействием ортогональных колебаний и вращательными составляющими движения основания. Такой подход равносильен моделированию рассматриваемых сооружений как линейных систем с двумя одинаковыми степенями свободы, расположенными вдоль произвольных горизонтальных ортогональных осей.

С целью вычисления $v(Q')$ для системы с одной степенью свободы была применена функция распределения вероятностей для Q/Q_c , соответствующая равномерному распределению угла θ между 0 и 2π (см. гл. 1). При этом был принят коэффициент затухания 0,05.

В данном случае Q_c совпадает с Q_{\max} , поскольку мы подсчитали v_c для Q_{\max} , а Q'' — это $E_\theta(Q)$. Расчет был произведен отдельно для реакций, соответствующих ближним и дальним фокусам, так как распределение для Q/Q_c зависит от интенсивности землетрясений, а интенсивность — при заданном значении Q_{\max} — меняется в зависимости от фокусного расстояния.

Применение уравнения (7.17) позволяет получить скорректированные значения v для заданных значений $E(Q)$. Тем не менее более удобно представить результаты в виде семейства кривых, дающих значения $E_\theta(Q)$ в функции от T , причем каждая из кривых соответствует определенному периоду временного ряда.

Нанося на график $\ln v_c$ как функцию от $\ln Q_{\max}$ при заданном T , получаем почти прямые линии, что указывает на практическую пропорциональность между $v_c(Q'_c)$ и $Q'_c{}^{-r}$, где r — константа. В тех случаях, когда эта зависимость справедлива, а Q' и Q'_c связаны с одним и тем же периодом временного ряда, мы можем на основании уравнения (7.17) написать (Esteve, 1970):

$$\frac{Q'}{Q'_c} = \left[E\left(\frac{Q'}{Q_c}\right) \right]^{1/r}. \quad (7.18)$$

Результаты, полученные таким путем для рассмотренного ранее примера, показаны на рис. 7.4. Они сравниваются с кривыми Q_{\max} для тех же периодов временного ряда. Сравнение указывает на существенное уменьшение ординат, особенно при реакциях, связанных с короткими периодами временного ряда. Параметры сооружения, относящиеся к рассматриваемому

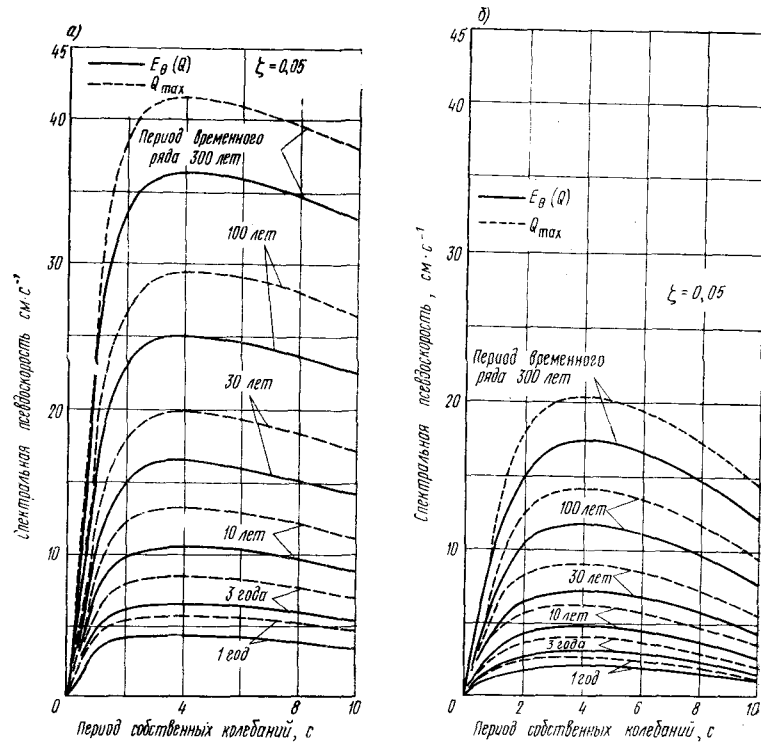


Рис. 7.4. Сравнение ожидаемых спектров псевдоскоростей для случайного направления со спектрами максимальных псевдоскоростей (землетрясения с ближними а и дальними б фокусами)

вопросу, включают массу, жесткость, коэффициент затухания и прочность. Значения всех этих параметров, кроме массы, редко известны нам с достаточной точностью. Для учета неопределенности этих величин можно использовать метод, аналогичный принятому нами при учете ориентации. В принципе следовало бы рассматривать некоторые из этих величин как стохастически коррелированные (обычно жесткость и прочность тесно связаны между собой) и как функции от времени (по крайней мере для таких материалов, как бетон).

Однако для простоты мы примем, что все рассматриваемые величины независимы друг от друга и что Q/Q_c имеет логариф-

мически нормальное распределение. Предположим, что интересующая нас реакция может быть представлена в следующем виде:

$$Q = \prod_i Q_i(y_i),$$

где y_i — случайные величины (параметры сооружения — прочность, затухание и т. п.).

Пусть y_{ic} — это значение y_i , ранее рассматривавшееся как детерминистское, т. е.

$$Q_c = \prod_i Q_i(y_{ic}).$$

Тогда

$$E\left(\ln \frac{Q}{Q_c}\right) = \sum_i E\left(\ln \frac{y_i}{y_{ic}}\right). \quad (7.19)$$

Если для любого значения i Q_i и dQ_i/dy_{ic} непрерывны при $y_i = y_{ic}$ $\exp\{[E(\ln y_i/y_{ic})]\}$ и если $Q > 0$, то с точностью до членов высшего порядка

$$\sigma^2\left(\ln \frac{Q}{Q_c}\right) = \sum_i \gamma_i^2 \sigma^2\left(\ln \frac{y_i}{y_{ic}}\right), \quad (7.20)$$

где $\sigma^2(\cdot)$ — дисперсия, а γ_i — значение производной от $\ln Q_i/Q_{ic}$ по $\ln y_i/y_{ic}$ при $y_i = y_{ic}$.

С помощью уравнения (7.18) можно показать (Esteva, 1970), что если $v_c(Q'_c)$ пропорционально $Q'_c{}^{-r}$, то

$$\frac{Q'}{Q'_c} = \exp\left[\frac{r}{2} \sigma^2\left(\ln \frac{Q}{Q_c}\right) + E\left(\ln \frac{Q}{Q_c}\right)\right], \quad (7.21)$$

где Q' и Q'_c — значения Q и Q_c , соответствующие определенному периоду временного ряда.

Для прочности значение γ_i всегда равно 1. Для массы и жесткости оно составляет соответственно $+1/2$ и $-1/2$ значения, соответствующего периоду собственных колебаний. Для умеренного затухания γ_i приближенно равно $-0,4$.

Применим изложенный метод к результатам, приведенным на рис. 7.3. Предположим, что кривые соответствуют наиболее вероятным значениям (моду) \tilde{y}_i для прочности, массы, жесткости и затухания, т. е. $y_{ic} = \tilde{y}_i$, и что дисперсии логарифмов этих параметров, разделенные на их моды, соответственно равны 0,5; 0,1; 0,8 и 0,5 (если дисперсия $\ln y_i/\tilde{y}_i$ мала по сравнению

с единицей, то она приближенно равна коэффициенту вариации y_i). Далее можно написать:

$$\sum_i y_i^2 \sigma^2 \left(\ln \frac{y_i}{y_i} \right) = 0,5^2 + (0,1^2 + 0,8^2) (0,5\gamma_T)^2 + (0,5 \times 0,4)^2 = \\ = 0,29 + 0,1625\gamma_T^2,$$

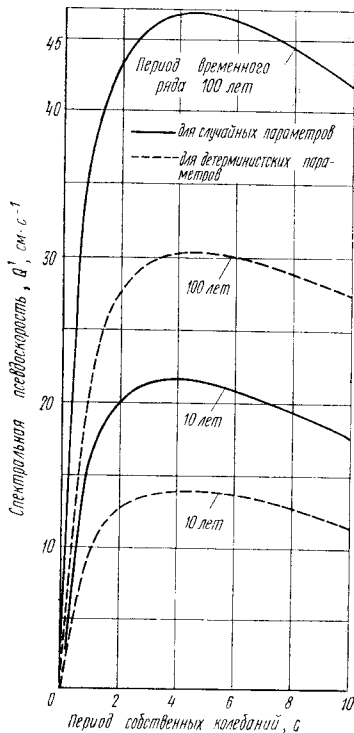
где γ_T — производная от $\ln(Q/\bar{Q})$ по $\ln(T/\bar{T})$, а T — период собственных колебаний.

Подставим теперь значения периодов временного ряда на рисунке 7.3 в уравнение (7.21). Получим значения Q' , с помощью которых построены спектры для периодов временного ряда от 10 до 100 лет (рис. 7.5). Спектры, относящиеся к детерминистским параметрам сооружения, показаны пунктирными линиями.

Влияние неопределенности периодов собственных колебаний оказалось бы еще более существенным для сооружения, расположенного на грунте с резко выраженными преобладающими периодами. Однако принятые нами упрощающие предпосылки привели бы в этом случае к значительным ошибкам в сторону запаса, особенно вблизи максимумов ожидаемых спектров и на тех участках, где спектральные ординаты быстро уменьшаются с изменением периода собственных колебаний.

Отношение расчетных спектральных ординат для случайных параметров сооружения к ординатам для детерминистских параметров может рассматриваться как коэффициент нагрузки или коэффициент безопасности, учитывающий неопределенность параметров. Этот коэффициент применяется совместно с расчетом, основанным на моде

Рис. 7.5. Спектры для случайных и детерминистских параметров сооружения



распределения вероятностей (или, в известном смысле, на номинальных значениях) этих параметров.

Необходимое значение коэффициента нагрузки является, вообще говоря, убывающей функцией от Q_c .

7.4. Линейные системы со многими степенями свободы

Расчетные спектры, подобные полученным в предыдущем подразделе, могут непосредственно применяться в сочетании с приближенными методами, изложенными в гл. 4, для расчета линейных систем со многими степенями свободы при условии, что рассматривается только один вид разрушения. Последнее возможно, если вероятности разрушения всех других видов намного меньше или соответствующие периоды временного ряда намного больше, чем для рассматриваемого вида. Если это условие не соблюдается, мы вынуждены прибегнуть к методу, схематически описанному в подразд. 5.2.

В принципе можно подсчитать все необходимые реакции сооружения (все обобщенные усилия и деформации, необходимые для расчета) при всех интересующих нас формах собственных колебаний и найти их сочетания в соответствии с методами, изложенными в гл. 4. Однако для практических целей эта задача оказывается слишком трудоемкой. Можно попытаться найти таким способом определенное количество обобщенных сил, достаточное для определения всех необходимых реакций, при допущении, что найденные силы являются детерминистскими и приложены статически. В многоэтажных зданиях могут быть подсчитаны сдвигающие усилия по этажам. Приняв, что это детерминистские статически приложенные силы, можно произвести расчет каркаса и системы поперечных связей или несущих стен, определив крутящие усилия по этажам, продольные усилия в связях, а также изгибающие и крутящие моменты и поперечные силы во всех элементах. Определив поперечные силы в горизонтальных элементах, можно найти также продольные силы в вертикальных — стенах или колоннах.

Этот метод приводит к погрешностям, связанным с упрощающими предпосылками, на которых он основан. Например, при расчете зданий выпадают из рассмотрения моменты сил инерции относительно вертикальных и горизонтальных осей, поскольку, определив сдвигающие силы по этажам, мы считаем их при последующем расчете детерминистскими. Моменты относительно вертикальных осей могут резко изменить найденные крутящие моменты по этажам, как правило, в сторону увеличения. Моменты относительно горизонтальных осей стремятся, с одной стороны, к увеличению опрокидывающих моментов и напряжений в балках, а с другой — к увеличению периодов собственных колебаний, что в свою очередь приводит обычно к снижению всех напряжений. Эти обстоятельства можно учесть при расчете, выбирая в качестве исходных обобщенных сил не только сдвигающие усилия, но и крутящие моменты по этажам, а также моменты, связанные с инерцией вращения.

Погрешности, о которых упоминалось в предыдущем пара-

графе, связаны с тем, что динамические силы рассматриваются как статические. Другие ошибки возникают вследствие того, что силы, имеющие случайный характер и действующие в разное время, рассматриваются как детерминистские и одно-временные. Например, определяя указанным выше способом продольные силы в колоннах здания, мы систематически завышаем их значения, поскольку сдвигающие усилия по этажам, на основе которых рассчитываются изгибаемые элементы, не действуют одновременно.

И наконец, не всегда следует в качестве основы расчета принимать равную вероятность для разрушения всех видов и во всех сечениях. Кроме того, расчет должен быть связан со степенью ответственности проектируемого сооружения. Разница в последствиях разрушения и в стоимости при изменении вероятности разрушения также должна учитываться при проектировании. Количественная оценка этого вопроса, как правило, превышает возможности проектной организации, по крайней мере при расчете обычных сооружений. Однако он в неявной форме учитывается строительными нормами при установлении коэффициентов для горизонтальных сил и в явной форме — при выборе коэффициентов нагрузки или расчетных напряжений, даже если речь идет о расчете на вертикальные нагрузки.

Во многих случаях задачу об определении горизонтальных сил, необходимых для расчета сооружения, целесообразно разделить на две части: вычисление сейсмического коэффициента и распределение горизонтальных сил. Для многих систем с простейшими связями¹ такой подход к расчету позволяет использовать упрощенные, но достаточно точные методы. Предположим, что мы исходим при расчете из спектра ускорений, учитывающего затухание, ординаты которого как функции периода собственных колебаний не превышают ординат, соответствующих спектру реакции с постоянной псевдоскоростью. Предположим, кроме того, что мы приняли в качестве расчетного воздействия квадратный корень из суммы квадратов реакций, соответствующих различным формам колебаний. Можно показать, что для широкого класса расчетных спектров коэффициент сдвига основания не превышает коэффициента ускорений при реакции системы с одной степенью свободы, если коэффициент затухания и период собственных колебаний этой системы такие же, какие имеет заданная система при основной форме колебаний.

¹ Под системой «с простейшими связями» здесь понимается система, состоящая из ряда элементов (масс), каждый из которых присоединен (с помощью упругого стержня и демпфера) только к двум соседним, за исключением крайних, из которых один соединен с соседним элементом и основанием, а другой — только с одним соседним. Системы с простейшими связями являются частным случаем более общего класса систем «с близкими связями», в которых любой элемент, помимо соединений с соседними элементами, может быть соединен также с какой-либо опорой. (Прим. перев.).

Нижнюю границу сдвигающей силы у основания можно получить, вычертив гиперболический спектр ускорений, огибающий расчетный спектр снизу, и вычислив сдвигающую силу у основания для основной формы колебаний.

Часто найденные границы оказываются достаточно близкими друг к другу для целей расчета, по крайней мере предварительного. Рассмотрим систему с простейшими связями, для которой массы первого и второго этажей пропорциональны соответственно 1 и 2. Пусть ее основная форма колебаний будет (1, 2). Учитывая ортогональность форм собственных колебаний, вторая форма будет (1, -1). Можно показать, что для систем с близкими связями отношение квадратов периодов собственных колебаний окажется следующим:

$$\frac{T_n^2}{T_m^2} = \frac{z_{jm} \sum_i M_i z_{in}}{z_{jn} \sum_i M_i z_{im}},$$

где T — период собственных колебаний; индексы « m » и « n » — относятся к двум формам собственных колебаний; z — формы собственных колебаний; M — масса; индекс « i » относится к различным массам системы; j — произвольное значение i .

Используя это соотношение, найдем $T_2/T_1 = 1/2$. Приняв в интересующей нас области расчетный спектр ускорений гиперболическим, найдем, что отношение сейсмического коэффициента в рассматриваемой системе к такому же коэффициенту в системе с одной степенью свободы и периодом собственных колебаний T_1 равно 0,92. Сдвигающая сила у основания составляет 1,03 от ее значения при основной форме колебаний.

После того как сейсмические коэффициенты приближенно определены или ограничены, распределение поперечных сил часто можно оценить с достаточной точностью путем сравнения с результатами динамического расчета аналогичных сооружений. На этом основаны требования многих норм проектирования, в которых упомянутая нами верхняя граница используется для оценки (с запасом) сейсмического коэффициента, и дается приближенная формула для вычисления отношения поперечной силы на любом уровне к поперечной силе у основания. Остается вычислить или оценить только основной период колебаний.

При очень жестких системах нет необходимости и в оценке этого периода. Даже для систем «с дальними связями» мы всегда получим некоторый запас, приняв сейсмический коэффициент равным максимальной оценке спектрального ускорения, разделенной на ускорение свободного падения. При абсолютно жесткой системе коэффициент горизонтальных сил был бы повсюду постоянным (если не считать отклонений, связанных с желательными для нас изменениями вероятности разрушения) и равным сейсмическому коэффициенту. Для любой другой

системы коэффициент горизонтальных сил должен, вообще говоря, возрастать по высоте здания. Поэтому при относительно жестких системах мы почти всегда получим определенный запас, если примем коэффициенты горизонтальных сил пропорциональными их расстоянию от земли и такими, чтобы сдвигающая сила у основания оказалась равной массе системы, умноженной на максимальную ординату расчетного спектра ускорений.

Такой подход во многих случаях приводит к слишком большому запасу. Однако этот подход вполне приемлем в тех случаях, когда влияние принятых при расчете значений сейсмических сил на первоначальную стоимость сооружения не очень велико. Это условие обычно соблюдается для атомных реакторов.

Поскольку мы применили выражение «относительно жесткие системы», следует какое-то значение периода собственных колебаний принять в качестве критерия — так, чтобы систему можно было считать жесткой в том случае, когда ее основной период не превышает или ненамного превышает этот критерий. Таким критерием является период, связанный с максимальным ускорением расчетного спектра. При таком выборе критерия мы можем быть уверены, что влияние высших форм колебаний на верхнюю часть сооружения не будет слишком значительным. Исключение представляет тот случай, когда расчетный спектр ускорений имеет несколько сравнимых по величине максимумов. В этом случае критерием является наименьший из периодов, связанных с этими максимумами.

В соответствии с этим критерием мы считаем систему, расположенную на твердом грунте, жесткой и применяем для ее расчета только что описанный упрощенный метод в том случае, когда ее основной период менее 0,1—0,2 с, а наиболее важные (Herrera, Rosenblueth, and Rascón, 1965), что превышает основной период менее 0,3—0,5 с, а наиболее важные фокусы находятся достаточно далеко от рассматриваемой точки.

Для сооружений на мощных пластах слабого грунта период, принимаемый в качестве критерия, может достигать 2,5 с (Herrera, Rosenblueth, and Rascón, 1965), что превышает основной период сооружений, характерных для городского строительства. Для таких условий нормы могут предусматривать чисто «статический» расчет, при котором назначается сейсмический коэффициент, не зависящий от оценки периода собственных колебаний, и принимается определенный (в частности, линейный) закон изменения коэффициентов горизонтальных сил по высоте (конечно, при этом следует принимать во внимание и нелинейный характер работы сооружения).

Взаимодействие сооружения с грунтом может быть учтено при расчете путем введения дополнительных степеней свободы. Пренебрегая этим взаимодействием, мы можем допустить су-

щественные ошибки не в запас прочности в тех случаях, когда в области периодов, равных или больших основного периода собственных колебаний сооружения, ординаты расчетного спектра ускорений возрастают с увеличением периода.

До сих пор, рассматривая системы со многими степенями свободы, мы вводили в расчет только одну составляющую движения грунта. Обычно расчет производится для каждой такой составляющей независимо от остальных, как будто землетрясение может быть растянуто во времени и при действии одной из составляющих остальные отсутствуют, возникая лишь после прекращения колебаний сооружения. В некоторых случаях, особенно при линейной работе сооружения, погрешности, связанные с таким допущением, незначительны, хотя и не идут в запас прочности. Но даже для подобных сооружений это допущение может привести к ошибкам, которыми нельзя пренебречь.

Рассмотрим вначале воздействие только поступательного движения грунта в горизонтальной плоскости. Предположим, что сооружение способно противостоять той составляющей движения, воздействие которой наиболее сильно, и что эта составляющая действует в произвольном направлении x_1 . Предположим также, что оно способно противостоять этой составляющей и в том случае, если бы она действовала в направлении x , перпендикулярном направлению x_1 . Вследствие линейной работы сооружения отсюда можно сделать вывод, что оно способно противостоять этой же составляющей при ее действии в любом направлении. Если прочность сооружения точно соответствует той прочности, которая необходима, чтобы противостоять рассматриваемой составляющей движения грунта при ее действии в каждом из двух ортогональных направлений, и если критическое сечение (или сечения) для обоих направлений совпадают, то эта прочность будет точно соответствовать и той прочности, которая необходима, чтобы противостоять действию этой составляющей в произвольном направлении. Если при действии составляющей движения в двух ортогональных направлениях критические сечения различны, то прочность сооружения будет по меньшей мере равна той прочности, которая необходима при любом другом направлении движения грунта. Из этого, однако, не следует, что сооружение обязательно сможет противостоять одновременному действию наиболее значительной составляющей в одном направлении и хотя бы наименее значительной составляющей в перпендикулярном направлении.

Чтобы пояснить это утверждение, рассмотрим колонну прямоугольного сечения, являющуюся частью сооружения. Пусть S означает максимальное нормальное напряжение в критическом сечении колонны. При воздействии только вдоль оси x_1 значение S в момент времени t может быть найдено из следующего выражения:

$$S_1(t) = \int_0^t \ddot{x}_1(\tau) \psi(t-\tau) d\tau,$$

где \ddot{x}_1 — ускорение грунта в направлении x_1 , а ψ — импульсная переходная функция.

Предположим, что влияние составляющей, направленной вдоль оси x_2 может быть учтено с помощью выражения:

$$S_2(t) = \alpha \int_0^t \ddot{x}_2(\tau) \psi(t-\tau) d\tau,$$

где α — константа.

При данной вероятности, что расчетное напряжение S^* может быть превышено хотя бы один раз, можно на основании теории, изложенной в гл. 4, записать для весьма широкого класса сооружений и условий следующее выражение, учитывающее эффект совместного действия обеих составляющих:

$$S^* \cong \sqrt{S_1^{*2} + S_2^{*2}}.$$

Значение S^* всегда больше чем S_1^* . Если прочность сооружения достаточна только для сопротивления большей из составляющих при ее действии либо вдоль оси x_1 , либо вдоль оси x_2 , то мы должны принять $\alpha=1$. Кроме того, как мы видели ранее, при сильных землетрясениях наибольшая и наименьшая составляющие движения не отличаются слишком резко друг от друга по силе воздействия (см. подразд. 1.5). Следовательно, при условиях, которые часто встречаются на практике, $S^* \cong 1,4 S_1^*$. Иными словами, широко применяемый метод расчета сооружений на два независимых друг от друга движения грунта по двум ортогональным направлениям часто приводит для колонн прямоугольного сечения к занижению действительных напряжений примерно на 30%.

Такие погрешности не имеют места при круглых колоннах и не играют существенной роли для балок. Действительно, в то время как одна составляющая движения грунта вызывает значительный изгиб балки в вертикальной плоскости, действие второй составляющей, перпендикулярной первой, может сводиться лишь к небольшому боковому изгибу, кручению или продольной силе (последнее особенно характерно в тех случаях, когда балка представляет собой край горизонтальной диафрагмы). Такие воздействия незначительны по сравнению с изгибом в вертикальной плоскости.

Вертикальная составляющая движения грунта часто не учитывается при расчете. В качестве основания для такого упрощения выдвигается тот аргумент, что коэффициент нагрузки для собственного веса должен быть больше, чем коэффициент

нагрузки, который назначается при совместном действии собственного веса и сейсмических сил. При изменении коэффициента нагрузки определяющим фактором расчета станет собственный вес.

При достаточно малых расчетных ускорениях такое рассуждение действительно было бы справедливым, если бы вертикальная составляющая не действовала одновременно с другими составляющими движения грунта. Одновременность действия ускорения силы тяжести и ускорений горизонтальной и вертикальной составляющей движения грунта должна учитываться при расчете тех элементов, для которых комбинация вертикальных и горизонтальных сил является определяющей.

Чтобы проиллюстрировать этот вопрос, рассмотрим сечение, необходимая прочность которого была обусловлена на 50% действием нагрузки от собственного веса и на 50% действием горизонтальной составляющей движения грунта, причем вертикальная составляющая этого движения не учитывалась. Предположим, что величина вертикальной составляющей движения грунта составляет 70% величины горизонтальной. Такое соотношение вполне реально. Учет вертикальной составляющей потребовал бы в данном случае увеличения прочности со 100% до примерно $50(1 + \sqrt{1 + 0,7^2}) = 111\%$.

Если бы речь шла о расчете, например, консольной балки в упругой области, то влиянием горизонтальной составляющей землетрясения, вероятно, можно было бы пренебречь. Мы бы сравнивали расчет только на ускорение силы тяжести с расчетом на сочетание этого ускорения с вертикальной составляющей землетрясения. По-видимому, в большинстве случаев решающим оказался бы первый вариант, так как постоянные нагрузки требуют большего коэффициента нагрузки, и этот коэффициент применяется совместно с большей временной нагрузкой, чем при сочетании с сейсмическими силами. Следовательно, соображения о возможности пренебречь вертикальной составляющей, вероятно, справедливы в данном случае, но, вообще говоря, картина может измениться, если ожидаемая вертикальная составляющая землетрясения весьма значительна.

Значение вертикальной составляющей движения грунта намного возрастает при учете неупругой работы конструкции, как увидим в следующем подразделе.

В гл. 4 мы изложили методы оценки и учета вращательных составляющих движения грунта. Рассматривая вращательные перемещения относительно вертикальных осей, следует иметь в виду, что неизбежные погрешности при подсчете жесткостей и невыгодного распределения временных (а часто и постоянных) нагрузок обычно в большей степени влияют на значения крутящих моментов по этажам, чем соответствующие вращательные составляющие движения грунта.

Остановимся на этом вопросе подробнее при рассмотрении расчета зданий (подразд. 8.6).

Допущение о линейной работе сооружений реалистично только при землетрясениях малой интенсивности. Всегда существует некоторая предельная интенсивность, за пределами которой предположение о достаточно высокой вероятности того, что работа сооружения останется линейной, становится необоснованным. Эта интенсивность зависит от многих факторов. Среди них — региональная сейсмичность, степень возрастания начальных капиталовложений при увеличении сейсмостойкости конструкции и, главным образом, ответственность проектируемого сооружения. Так, в районе с высокой сейсмичностью может оказаться целесообразным принять, что многоквартирное жилое здание выходит за пределы упругой области уже при сейсмичности 6,5 или 7 по шкале *ММ*, в то время как для конструкций здания атомного реактора вероятность превышения предела текучести может считаться ничтожной даже при интенсивности 9 баллов. Однако практически любое сооружение перед разрушением проходит через значительную стадию нелинейной работы. Поэтому при сравнительно высокой интенсивности расчет должен (за немногими исключениями) явно учитывать такой характер работы сооружений.

7.5. Нелинейные системы

По сравнению с методом, который был изложен в подразд. 7.2 и 7.3 применительно к линейной области работы сооружений, при расчете систем с одной степенью свободы, когда учитывается нелинейный характер их работы, имеются два существенных различия. Во-первых, появляется по крайней мере один дополнительный параметр, определяющий поведение системы. И, во-вторых, значительную роль может играть накопление повреждений при последовательных землетрясениях. В остальном методы аналогичны, необходим только учет основных положений, изложенных в гл. 5.

Дополнительные параметры, упомянутые нами, это те параметры, которыми определяется кривая сила — перемещение. Например, поведение упругопластической системы определяется массой, начальной жесткостью, начальным коэффициентом затухания, максимальной нагрузкой и максимальным коэффициентом пластичности. Из этих параметров первые четыре относятся также и к расчету линейных систем, а пятый необходим при расчете упругопластических.

Обычно оказывается затруднительным выбрать все параметры так, чтобы они образовали систему в основном независимых друг от друга случайных величин. Поэтому во многих случаях мы вынуждены применять условные вероятности с тем, чтобы учесть неопределенность их значений.

Вопросу о накоплении повреждений при последовательных повреждениях уделяется слишком мало внимания. Нередки случаи, когда сооружение, которое хотя и с внешними повреждениями, но выдержало основной толчок, разрушается затем при относительно слабом афтершоке. Все, что может быть сделано в настоящее время, сводится к использованию при расчете данных о поведении материала и элементов конструкций при повторных нагрузках (см. гл. 6), к учету вероятности возникновения нескольких толчков сравнимой интенсивности и почти полной вероятности афтершоков, а также к учету возможности ремонта и усиления конструкций после каждого сильного землетрясения.

Скорость, с которой при повторных нагрузках уменьшается сопротивление конструкции различным видам разрушения, оказывает влияние на расчетные критерии не только с точки зрения способности сооружения противостоять группе последовательных землетрясений, но даже и на результаты анализа ее поведения при одном землетрясении. Возможность снижения прочности сооружения играет все более значительную роль при переходе от расчета на воздействие землетрясений в основном первой группы (см. гл. 1) к расчету на воздействие землетрясений второй и третьей групп.

В качестве примера рассмотрим расчетные напряжения, применяемые для железобетонных конструкций. Если при расчете мы исходим из того, что в данном районе возможны землетрясения только первой и второй группы, то повышение расчетных напряжений по сравнению с напряжениями для статических нагрузок целесообразно принять (как это и предусмотрено многими строительными нормами) в размере 50% для арматуры и 33% для бетона. Различное повышение напряжений для бетона и арматуры отражает разницу в ожидаемой пластичности этих материалов, связанную с видом разрушения (см. гл. 6). Если расчет ведется на землетрясения третьей группы (при которых число повторных нагрузок намного больше) и при этом рассматриваются виды разрушения, связанные с достаточно быстрым ухудшением прочностных свойств сооружения, то повышение расчетных напряжений должно быть значительно меньшим или окажется вообще невозможным. Это относится, в частности, к скалыванию или косому растяжению в бетоне. Однако при расчете на иные виды разрушения нет необходимости менять степень повышения расчетных напряжений.

Накопление повреждений является особенно важным фактором для неупругих систем с отчетливо выраженной асимметрией кривых сила — перемещение. При упругопластических системах с высокой начальной частотой собственных колебаний небольшая разница в величине предела текучести для двух противоположных направлений (например, 30—40%) фактически сводит вероятность появления текучести в более прочном нап-

равлении к нулю. Мы видели, что значения реакций в системах с односторонней текучестью существенно выше, чем в системах с симметричными кривыми сила — перемещение. Но еще более важно то, что если для систем с симметричными кривыми остаточная деформация, вызываемая рядом последовательных землетрясений, возрастает как сумма квадратов ее приращений от отдельных землетрясений, то в системах с резко асимметричными кривыми она возрастает, по существу, как сумма членов с одинаковыми знаками. Пусть, например, μ означает коэффициент пластичности. Примем, что ожидаемое значение остаточной деформации от одного землетрясения равно $(\mu-1)y_y$, где y_y — деформация при пределе текучести. Это допущение асимптотически справедливо для чрезвычайно больших значений μ . Оно идет в запас для ожидаемых значений этого коэффициента. Для системы с симметричной кривой сила — перемещение ожидаемое значение остаточной деформации от n последовательных землетрясений равной продолжительности и интенсивности будет $[(\mu-1)\sqrt{n+1}]y_y$, между тем для системы с резко асимметричной кривой это значение окажется равным $[(\mu'-1)n+1]y_y$, где μ' означает соответствующий коэффициент пластичности ($\mu' > \mu$, если $\mu > 1$). Если, например, $\mu=2$, $\mu'=4$ (см. гл. 5) и $n=9$, то отношение ожидаемых значений максимальной деформации будет $19:4=4,75:1$.

Рассмотренное явление характерно для поведения откосов (например, в земляных или набросных плотинах), а также консольных и свободно опертых балок в тех случаях, когда можно ожидать, что момент в среднем каждые несколько лет достигает значения, соответствующего появлению текучести. Затраты на восстановление конструкций могут быть относительно невелики. Например, гребень плотины после каждого сильного землетрясения может быть доведен до первоначального уровня с помощью дополнительной засыпки. В подобных случаях кумулятивный характер текучести не должен оказывать значительного влияния на проектирование сооружения. В других случаях, например, если речь идет об элементах дорогостоящих сооружений, рассмотренное явление необходимо учитывать при расчете.

В литературе, посвященной расчету сейсмостойких сооружений, можно найти несколько примеров оптимизации в явной форме. Представляет интерес применение этого метода к проверке сейсмостойкости гравитационной плотины из каменной кладки (Esteve, Elorduy and Sandoval, 1969). Метод авторов аналогичен изложенному в предыдущих подразделах. Предполагалось, что до разрушения и начала скольжения по плоскости разрушения прочность плотины определялась сцеплением и внутренним трением, а после этого — только трением. Было изучено 66 вариантов, включая возможность сохранения плотины в неизменном виде, увеличения ее сечения за счет верхнего или нижнего бьефа и повышения сцепления с помощью цемен-

тации. Для каждого варианта была подсчитана сумма начальных капиталовложений и ожидаемых убытков от отказов, после чего был рекомендован в качестве оптимального вариант с наименьшей стоимостью. Этот вариант повысил ожидаемую долговечность плотины с 400 до примерно 1000 лет.

Приведенные выше замечания относительно систем, для которых учитывается нелинейная область работы, справедливы также и при системах со многими степенями свободы. В этом случае имеется еще одно отличие от соответствующих линейных систем. Некоторые критерии, связывающие реакции нелинейных и «эквивалентных» линейных систем, применимы для систем с одной степенью свободы, но имеют тенденцию к преуменьшению реакций нелинейных систем со многими степенями свободы. Это в особенности относится к тем случаям, когда прочность, соответствующая какой-либо одной или нескольким степеням свободы сооружения, относительно невелика, и, следовательно, только на этих участках происходит неупругая диссипация энергии.

Мы рассмотрели этот вопрос для таких систем с близкими связями, в которых только один из упругих элементов достигает текучести и выполняет, таким образом, роль предохранителя в электросети, предотвращая развитие больших напряжений и появление текучести в остальных упругих элементах (подразд. 5.5). В качестве второго примера рассмотрим сооружение с таким распределением жесткостей, при котором не возникает кручения в области линейной работы. Если одна сторона сооружения достигнет текучести при значительно меньших деформациях, чем другая, то последующее вращение вокруг вертикальной оси приведет к появлению крутящих моментов, которые в свою очередь вызовут дополнительные крутильные колебания. Даже в тех случаях, когда пределы текучести элементов сооружения таковы, что при возмущениях поступательного характера крутильные колебания теоретически не возникают, возможно, тем не менее, появление случайных крутящих моментов, величина которых может возрастать вследствие указанных обстоятельств.

Это явление особенно существенно для сооружений башенного типа с крестовыми связями. В литературе описываются многочисленные случаи падения водонапорных резервуаров, которое может быть отнесено только за счет кручения, хотя теоретически такое кручение не должно было возникнуть.

8.1. Расчетные спектры

Для анализа колебаний сооружения необходимо уточнить смысл параметров расчетного спектра. Многие нормы устанавливают в функции периода собственных колебаний либо расчетный спектр ускорений, либо сейсмический коэффициент. Эти коэффициенты представляют собой по существу ординаты спектров ускорений, разделенные на ускорение свободного падения. Для систем с одной степенью свободы это соотношение является точным.

В нормах предусмотрено использование спектральных ординат для вычисления инерционных сил, с помощью которых будут затем найдены исходя из линейной работы сооружения необходимые для расчета усилия. В соответствии с этим расчетные спектры предполагают наличие определенной степени затухания и определенной степени неупругой работы, или — только для систем, рассматриваемых при расчете как упругопластические, — наличие определенных коэффициентов пластичности.

Степень затухания не устанавливается в явной форме, и современные нормы не содержат указаний об изменениях, связанных с видом материала или конструктивной схемой¹. Ординаты расчетных спектров не зависят от этих параметров. Можно утверждать, что разброс прочности оказывается часто меньшим для материалов и сооружений, характеризующихся менее высокой степенью затухания (например, в стальных рамах по сравнению с железобетонными или в железобетонных рамах по сравнению с несущими кирпичными стенами). Поэтому влияние этих двух факторов может уравниваться. Хотя это утверждение и верно во многих случаях, его нельзя считать абсолютно справедливым, и оно, конечно, не может использоваться для количественной оценки.

Современные нормы не уделяют внимания специальным мерам для повышения степени затухания. Некоторые нормы допускают изменение в расчетных спектрах в зависимости от ожидаемых коэффициентов пластичности и возможности устройства более чем одной линии защиты, превращая оба эти фактора в функцию от выбранного конструктивного решения. Так, строительные нормы США (Earthquake Resistant Regulations, A World List, 1966a) применяют для расчетных ускорений коэффициент 0,67 при «зданиях с пространственным каркасом из пластического материала, работающим на изгиб» (по сравнению с обычными рамами, работающими на изгиб). Про-

странственные каркасы должны воспринимать действие горизонтальных сил без помощи диафрагм, поперечных стен или связей. В этих же нормах введен коэффициент 0,8 для зданий с двойной системой жесткости, в которых несущие стены могут воспринять горизонтальные силы полностью, а рамы — 25%. В тех случаях, когда здание воспринимает горизонтальные силы с помощью одних только несущих стен или поперечных связей, для расчетных ускорений вводится повышающий коэффициент 1,33 (по сравнению с обычными рамами, работающими на изгиб). Для консольных колонн с сосредоточенной у верха массой («обратный маятник») и других конструкций специального вида повышающий коэффициент равен 2, а для водонапорных резервуаров — 3.

Понижающий коэффициент для пространственных каркасов отражает их высокую пластичность. Он учитывает также уменьшение вероятности обрушения для систем с несколькими линиями защиты. Это справедливо и для зданий с двойной системой жесткости. В таких зданиях после разрушения, например, столь важных конструкций, как поперечные связи, стены и перегородки, оставшаяся часть сильного сейсмического воздействия, афтершоки или дополнительные толчки могут быть восприняты рамами. Повышающий коэффициент для зданий, воспринимающих горизонтальные силы с помощью только несущих стен или связей, вводится ввиду того, что их пластичность, как правило, невелика. Это относится также и к «обратным маятникам».

Другие нормы также вводят аналогичные изменения в расчетные спектры (Earthquake Resistant Regulations, A World List, 1966b, 1966c and 1966d).

Наличие «линий обороны» (см. подразд. 7.1) отражается на общем поведении сооружения, подобно введению определенной степени пластичности. Эта аналогия весьма схематично показана на рис. 8.1.

Если при любом постоянном коэффициенте пластичности начальная жесткость системы стремится к бесконечному значению, то ускорение, которому система должна противостоять, чтобы «выжить», стремится к максимальному значению ускорения грунта. Из этого, казалось бы, можно сделать вывод, что какова бы ни была причина снижения расчетных спектральных ускорений — высокая пластичность или наличие «линий обороны», — это снижение не должно относиться к области очень коротких периодов собственных колебаний.

Этот вывод, однако, не вполне справедлив. Для сооружений, расположенных на твердом грунте, согласно всем нормам, учитывающим пластичность путем введения понижающего или повышающего коэффициента, применяется в области очень коротких периодов собственных колебаний ускорение, не зависящее от периода. В действительных спектрах ординаты этой области

¹ В современных нормах некоторых стран затухание учитывается непосредственно расчетными формулами. (Прим. науч. ред.)

возрастают вместе с возрастанием периода. После максимального (пикового) значения ускорения изменение расчетных значений должно приближенно быть обратно пропорциональным изменению коэффициента пластичности. Поэтому данное условие пригодно для сооружений на твердом грунте.

Аналогичные рассуждения справедливы при слабых грунтах. Хотя расчетное ускорение в области коротких периодов собственных колебаний иногда и принимается возрастающим вместе с периодом, это возрастание, однако, намного медленнее, чем в действительных спектрах ускорений.

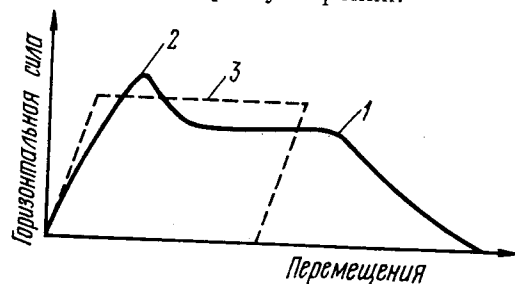


Рис. 8.1. Аналогия между пластической работой сооружения и «линиями обороны»

1 — разрушение второй «линии обороны» и возможность действительного разрушения здания от потери устойчивости; 2 — разрушение первой «линии обороны»; 3 — «эквивалентная» упругопластическая система

Имеются определенные основания для сознательного завышения спектральных ускорений в области очень коротких периодов собственных колебаний. Это, во-первых, позволяет избежать значительного занижения периодов собственных колебаний. Такое занижение, особенно характерное для расчета жестких сооружений, связано с тем, что взаимодействие сооружения с основанием, податливость соединений, усадочные трещины и другие факторы, существенно удлиняющие период собственных колебаний, обычно учитываются в недостаточной мере. Во-вторых, если в области очень коротких периодов принять действительный спектр в качестве расчетного, то запроектированное сооружение будет характеризоваться «опасным разрушением», т. е. состояние сооружения вследствие незначительных начальных повреждений, приводящих к удлинению периодов собственных колебаний¹, окажется еще до наступления основного толчка худшим, чем было предусмотрено при проектировании. Принимая расчетное ускорение постоянным в области

¹ В литературе приводятся многочисленные примеры значительного увеличения периодов собственных колебаний зданий вследствие их повреждений. (см., например, Ithaca and Veda, 1960; del Valle and Prince, 1965). Даже мельчайшие, незаметные невооруженному глазу трещины играют существенную роль, как это видно на примере нескольких зданий в Калифорнии (Carder, 1936).

между нулевым периодом собственных колебаний и периодом, соответствующим пиковому значению спектрального ускорения, мы можем ожидать, что с увеличением периодов состояние сооружения не окажется худшим, чем было предусмотрено расчетом. При увеличении периода сверх значения, соответствующего пиковому ускорению, механизм разрушения сооружения можно характеризовать как «безопасное разрушение». В-третьих,

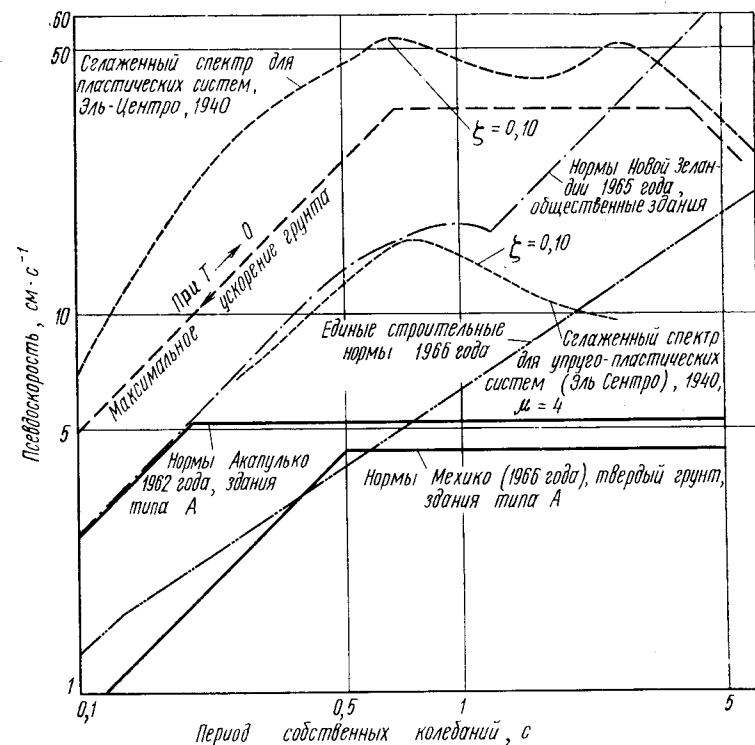


Рис. 8.2. Сравнение спектра составляющей «север—юг» землетрясения в Эль-Центро со спектрами для сооружений на твердом грунте, приведенными в нормах

для очень жестких сооружений повышение сейсмостойкости (даже сверх необходимой) обычно не связано со значительным увеличением начальной стоимости.

Постоянное расчетное ускорение в области коротких периодов можно, следовательно, считать оправданным для сооружений на твердых грунтах. В этих случаях пиковому спектральному ускорению соответствуют периоды собственных колебаний в пределах от 0,05 до примерно 0,5 с. В зданиях, расположенных на мощных слоях слабого грунта, когда пиковому значению ускорения соответствует период, например, 2,5 с, было бы

неэкономично считать расчетное ускорение постоянным для всех периодов, меньших этого значения. Принимая в этой области достаточно медленное возрастание расчетных ускорений, мы создаем для работы сооружения благоприятные условия, аналогичные описанным для твердых грунтов.

В некоторых строительных нормах расчетное ускорение зависит от ответственности проектируемого сооружения. Вопрос о степени дифференциации сооружений по этому критерию остается открытым, поскольку она неизменно основывалась только на интуиции. Но в принципе этот критерий логичен, так как имеется конечная вероятность того, что в течение любого конечного промежутка времени в любом заданном месте произойдет значительное разрушение, а условная вероятность этого события (при условии, что сильное землетрясение имело место) не может считаться пренебрежимо малой.

На рис. 8.2 упрощенные спектры составляющей «север-юг» землетрясения 1940 года в Эль-Центро сравниваются со спектрами, приведенными в различных нормах для твердого грунта. Ускорения, принятые в соответствии с нормами, были умножены на приближенные значения общих коэффициентов нагрузки, которые устанавливаются или подразумеваются в этих нормах. По сравнению с данными рассматриваемого землетрясения в большинстве норм имеется погрешность не в запас для области коротких периодов собственных колебаний. Для тех районов, где землетрясения такой или большей интенсивности могут возникать достаточно часто, данные норм нуждаются в корректировке.

В области очень длинных периодов собственных колебаний все расчетные спектры имеют погрешность в сторону запаса¹. Ошибки, связанные с использованием для этой области спектра псевдоскоростей, не зависящего от частоты, обычно несущественны, так как лишь у немногих типов городских зданий основной период колебаний настолько велик, чтобы этот вопрос мог иметь значение. Кроме того, для обычных зданий удорожание, связанное с учетом при проектировании столь малых ускорений в области очень длинных периодов, и без того невелико, и поэтому введение понижающего коэффициента в данном случае вряд ли оправдано. Однако сделанные замечания не относятся к некоторым видам длиннопериодных систем, которые являются не зданиями, а инженерными сооружениями. Они также не относятся — даже при расчете зданий — к минимальному значению ускорения, которое устанавливается некоторыми нормами, и к монотонному возрастанию псевдоскорости, предусмотренному едиными строительными нормами США.

¹ Речь идет о сравнении расчетных спектров из норм со спектром землетрясения в Эль-Центро. При сравнении со спектрами других землетрясений (например, в Мехико, 1957 г. или в Бухаресте, 1977 г.) можно прийти к противоположным заключениям. (Прим. науч. ред.).

Применение постоянной нижней границы для расчетного ускорения обосновывалось тем, что для длиннопериодных сооружений это не связано с чрезмерными дополнительными затратами и что при этом грубые ошибки динамического расчета сказываются на работе сооружения в меньшей степени. Однако поскольку те же цели почти полностью достигаются благодаря постоянной псевдоскорости, эти доводы представляются нам спорными.

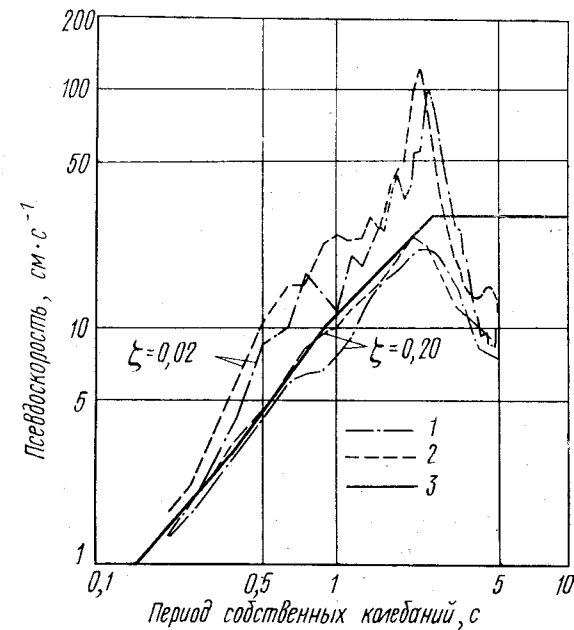


Рис. 8.3. Спектры землетрясений и требования норм (здания на слабых грунтах)

1 — землетрясение 11 мая 1962 г., Аламеда Парк (составляющая «север 70°14' восток»); 2 — землетрясение 6 июля 1964 г., Ноноалко-Тлателалко (составляющая «восток — запад»); 3 — Строительные нормы Мехико, слабый грунт

Имеются и другие основания для более осторожного подхода к расчету длиннопериодных сооружений, который характерен для Единых строительных норм. Системы с большим числом степеней свободы часто проектируются с излишним запасом по отношению к каким-либо из этих степеней и (или) с недостаточным запасом по отношению к остальным. Это связано с весьма значительным поглощением энергии в тех элементах, которые не имеют излишнего запаса (см. подразд. 5.5). Поскольку основной период колебаний, вообще говоря, возрастает вместе с числом степеней свободы, простой критерий равнонадежности требует, чтобы отношение расчетного ускорения к тому ускорению, которое необходимо фактически, было возраста-

ющей функцией периода. При этом мы оставляем в стороне вопрос о том, является ли та зависимость (возрастание, пропорциональное периоду в степени $2/3$), которая принята в Единых строительных нормах, точной. И, кроме того, был бы, несомненно, желательным учет рассматриваемого явления в более непосредственной форме, без связи с основным периодом колебаний.

Сделанные замечания указывают на то, что нет оснований для какого-либо дополнительного ограничения пластичности высоких зданий. Достаточно использовать такой расчетный спектр, в котором псевдоскорость меняется пропорционально периоду в степени $2/3$; нет необходимости ограничивать высоту зданий или менять расчетные критерии.

Еще одно сравнение спектров — для зданий на слабых грунтах — приведено на рис. 8.3. Большинство замечаний, сделанных применительно к твердым грунтам, может быть использовано и в данном случае — необходимо лишь изменить масштаб периодов. Прямолинейный участок расчетного спектра ускорений между периодами 1—2,5 с отражает наличие нескольких существенных преобладающих периодов колебаний грунта, которые могут изменяться в различных точках рассматриваемого города (см. Esteva, Rascón, and Gutiérrez, 1969).

8.2. Сейсмический коэффициент

С учетом в известной мере тех же предпосылок, что и в случае расчетного спектра ускорений в большинстве норм введен сейсмический коэффициент как функция основного периода колебаний здания. Из замечаний, сделанных в подразд. 7.4, следует, что, умножая массу здания на коэффициент, равный той ординате расчетного спектра ускорений, которая соответствует основному периоду колебаний, мы несколько завышаем перерезывающую силу у основания многоэтажных зданий, если только для всех более коротких периодов расчетный спектр не расположен выше гиперболы

$$A = \frac{A_1 T_1}{T},$$

где A — расчетное ускорение, соответствующее периоду собственных колебаний T , а индекс «1» означает основную форму колебаний.

Это относится к расчетным спектрам во всех нормах, опубликованных до настоящего времени. Сравнение (Bustamante, 1961a) результатов анализа форм колебаний с результатами применения сейсмического коэффициента подтверждает сделанный вывод.

8.3. Об определении форм собственных колебаний

Приведенные ранее соображения могут создать впечатление, что для подсчета сдвигающих сил у основания нет необходимо-

сти прибегать к динамическому расчету. Казалось бы, для этой цели достаточно оценки основного периода колебаний. Однако основной период колебаний здания не может быть определен с достаточной точностью только на основе внешней геометрии здания. Практически для этого необходим динамический анализ (см. подразд. 6.7).

Расчет сдвигающей силы у основания по обычным формулам приводит к недопустимым ошибкам.

Во многих практически важных случаях необходимо вычислить относительные перемещения между смежными этажами с целью проверки соединений несущих элементов с несущими, а также принятого при проектировании зазора между смежными сооружениями. Подсчет относительных перемещений от действующих на сооружение горизонтальных сил так или иначе требует выполнения значительной части той работы, которая необходима для определения основной формы колебаний здания. Поэтому в подобных случаях отказ от динамического анализа можно считать оправданным только при предварительных расчетах. Более того, при использовании вычислительной техники даже определение, помимо основной, также и высших форм колебаний не связано со значительным увеличением трудоемкости по сравнению с определением только основной формы.

Если необходимо определение собственных форм колебаний, целесообразно принять во внимание те факторы (в тех случаях, когда они существенны), которые отличают динамическую работу реального здания от работы системы с ближними связями и защемленным основанием: взаимодействие сооружения с грунтом, продольные деформации элементов, вращательную инерцию перекрытий, деформации диафрагм (которые предполагались абсолютно жесткими) в собственной плоскости и т. д.

8.4. Распределение перерезывающих сил

В области линейной работы здания перерезывающие силы по этажам, так же как и другие обобщенные усилия и деформации, всегда могут быть вычислены с помощью методов, изложенных в гл. 4. Поскольку в многоэтажных зданиях практически важные собственные частоты, как правило, не слишком высоки и не слишком близки друг к другу, перерезывающие силы по этажам могут быть вычислены как квадратный корень из суммы квадратов реакций, соответствующих собственным формам колебаний. Результаты, которые даст упрощенный способ, хорошо согласуются с результатами более сложных методов, а также с перерезывающими силами, подсчитанными при действии нескольких реальных землетрясений (Jennings and Newmark, 1960; Clough, 1962). Эти результаты относятся к зданиям, для которых расчетная схема может быть принята в виде системы с ближними связями.

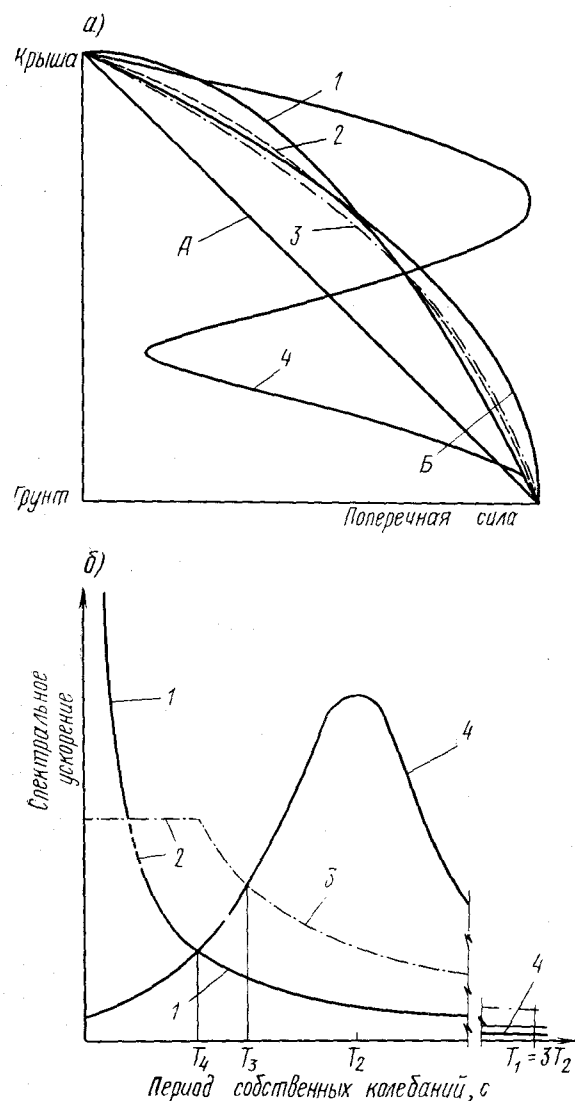


Рис. 8.4. Сравнение распределений поперечных сил в бруссе, работающем на сдвиг, с постоянной массой и жесткостью

а — распределение поперечных сил; б — расчетные спектры ускорений
 А — статический расчет, постоянный сейсмический коэффициент; Б — статический расчет, линейно изменяющийся сейсмический коэффициент
 1 — гипербола; 2 — ближние фокусы, твердый грунт; 3 — дальние фокусы, твердый грунт; 4 — то же, слабый грунт

Распределение поперечных сил в вертикальном бруссе, работающем на сдвиг, с постоянными по высоте массой и жесткостью может быть использовано для оценки распределения этих сил в зданиях, к которым применима модель в виде системы с близкими связями, а также как основа для приближенных методов расчета. На рис. 8.4, а показаны распределения поперечных сил в бруссе, работающем на сдвиг, с защемленным основанием применительно к четырем расчетным спектрам, приведенным на рис. 8.4, б. Эти распределения были найдены как квадратный корень из суммы квадратов реакций, соответствующих различным формам колебаний. На рисунке они сравниваются с распределениями, полученными с помощью двух различных методов статического расчета — одного, основанного на постоянном значении коэффициента горизонтальных сил, и другого, основанного на линейном изменении этого коэффициента по высоте. Масштаб кривых был подобран так, чтобы значения сдвигающих сил у основания оказались равными.

Распределение поперечных сил для зданий на слабых грунтах при действии отдаленных землетрясений (кривая 4 на рис. 8.4, а) значительно отличается от остальных. Эта разница связана главным образом с весьма сильным влиянием в данном случае второй формы собственных колебаний (см. рис. 8.4, б).

Чтобы найти распределение сейсмических поперечных сил, а иногда и других обобщенных усилий, в статических методах используют аппроксимацию распределений, полученных с помощью точного динамического расчета. С этой целью исходят из статического действия горизонтальных ускорений или коэффициентов горизонтальных сил в тех случаях, когда ускорения выражены с помощью ускорения силы тяжести, и часто прибегают к корректировке.

Первый из таких методов был применен в начале XX в. Т. Наито (Naito, 1960). Этот метод получил распространение в связи с тем, что большинство запроектированных Наито зданий удовлетворительно перенесли землетрясения 1923 года в Токио. В методе использован постоянный коэффициент горизонтальных сил. Как следует из рис. 8.4, а, этот критерий систематически и существенно занижает поперечные силы в верхних этажах, если поперечная сила у основания определена правильно. Мы пришли бы к аналогичному выводу, рассматривая здания практически с любым распределением масс и жесткостей. Первоначальный успех метода Наито можно объяснить в основном двумя причинами: сочетанием высокого сейсмического коэффициента и низких расчетных напряжений и пренебрежением работой «ненесущих» элементов (главным образом стен и перегородок), что особенно существенно для верхних этажей.

Вследствие использования в 30-х и 40-х годах принципов функциональной архитектуры и все более широкого применения архитектурных решений с легкими и переносными перегородка-

ми принятие постоянного коэффициента горизонтальных сил, несомненно, привело бы для зданий на западном побережье США либо к серьезному снижению сейсмостойкости верхних этажей, либо к излишнему запасу в нижних, либо к тому и другому. Опыт и разумное суждение, а также результаты упрощенных расчетов подтверждают непригодность старого статического подхода. В 1943 г. составители строительных норм Лос-Анджелеса, используя прогрессивный опыт некоторых инженеров, ввели расчетную формулу для определения сейсмических поперечных сил, которая предусматривает увеличение коэффициентов в зависимости от уровня этажа над поверхностью земли¹. В 1946 г. эта формула была включена в Единые строительные нормы.

После развития методов динамического расчета зданий, которым мы в значительной мере обязаны Био (Bio, 1943), а также Алфорду, Хаузнеру и Мартелу (1951), оказалось возможным создание простого статического метода, имеющего более широкую область применения. Метод по существу основан на использовании коэффициентов горизонтальных сил, соответствующих линейному изменению ускорения от нуля у основания до максимума у верха здания (Anderson et al., 1952). Этот критерий был включен в 1956 г. в строительные нормы Сан-Франциско, а в 1964 г. — в Единые строительные нормы (взамен критерия, принятого в нормах Лос-Анджелеса).

Как видно из рис. 8.4, а, применение коэффициента горизонтальных сил, пропорционального уровню этажа, дает значения поперечных сил, которые лучше согласуются с результатами динамического расчета. Это в особенности относится к тем случаям, когда спектр расчетных ускорений (в арифметическом масштабе) имеет гиперболическую форму (что отвечает равномерному распределению энергии в функции частоты) и когда мы исходим из тех двух спектров на рис. 8.4, б, которые соответствуют зданиям на твердом грунте. Совпадение оказывается хорошим, если фокусы наиболее важных землетрясений расположены сравнительно далеко от рассматриваемой точки и в соответствии с этим спектр расчетных ускорений постоянен в области периодов собственных колебаний сооружения. Но даже при этом статический метод по-прежнему дает заниженные значения поперечных сил для верхних этажей, в особенности при длинном основном периоде здания и близком расположении наиболее важных фокусов.

Эти результаты побудили некоторых инженеров выступить с предложением о необходимости введения в нормы методов расчета, приводящих к более высоким значениям поперечных сил для верхних этажей (по сравнению с методом, основанным

на линейном изменении коэффициентов горизонтальных сил). Такая тенденция подкрепляется тем обстоятельством, что для большинства высоких зданий масса, начиная с какого-то среднего уровня, незначительно меняется от этажа к этажу, между тем жесткость этажей быстро убывает с высотой. Это изменение приводит — при данной поперечной силе у основания — к более высоким значениям поперечных сил для верхних этажей.

Сдвиговая балка, у которой жесткость и масса на единицу длины произвольно изменяются, но остаются пропорциональными друг другу по всей высоте конструкции, имеет такие же формы колебаний, как балка с постоянной массой и жесткостью. Отсюда следует, что коэффициенты горизонтальных сил для сдвиговой балки с переменными параметрами будут пропорциональны этим коэффициентам для балки с постоянными параметрами, если масса и жесткость на единицу длины изменяются как степень расстояния от верха конструкции. Если с высотой жесткость уменьшается быстрее, чем масса на единицу длины, необходимо более значительное повышение коэффициентов горизонтальных сил с увеличением высоты, чем в случае сдвиговой балки с постоянными параметрами.

Чтобы получить необходимое увеличение поперечных сил в верхней части здания, можно использовать простой способ, применимый в тех случаях, когда расчетная схема здания представляет собой систему с близкими связями, расположенную на твердом грунте. В соответствии с этим способом принимается, что определенная часть поперечной силы у основания вызвана сосредоточенной силой, приложенной у верха здания, а остальная нагрузка распределена в соответствии с треугольной эпюрой горизонтальных ускорений. Такой метод применен в Единых строительных нормах. Бустаманте (1965) показал, что если пренебречь продольными деформациями колонн (т. е. общим изгибом здания), то, приняв сосредоточенную силу у верха здания равной 5% поперечной силы у основания, мы удовлетворим почти всем практически вероятным видам нагрузки и при этом не создадим излишне тяжелых условий для верхних этажей.

Увеличение коэффициентов горизонтальных сил для верхних этажей целесообразно также с точки зрения учета продольных деформаций колонн и изгибных деформаций несущих стен. При одинаковых поперечных силах у основания, в средней части и у верха вертикальных балок, работающих на изгиб, возникают большие поперечные силы, чем в сдвиговых балках. Вследствие упомянутых деформаций характер работы зданий оказывается промежуточным между работой систем с близкими связями и изгибных систем (см. Blume, 1967). Этим оправдывается необходимость увеличения поперечных сил в верхней части зданий.

Исходя из того, что степень влияния указанных деформаций

¹ О развитии американских норм проектирования сейсмостойких сооружений см. Binder and Wheeler (1960).

почти всегда зависит от отношения высоты здания к его основанию, некоторые нормы устанавливают необходимую величину сосредоточенной силы у верха здания в функции только этого отношения. Такой критерий является слишком упрощенным, поскольку отношение высоты к основанию нельзя считать единственным фактором, имеющим значение для данного вопроса. В тех случаях, когда оценка роли деформаций от общего изгиба вызывает затруднения, целесообразно, по-видимому, сначала рассчитать здание без учета этих деформаций, а затем, если предварительный расчет указывает на такую необходимость, применить более точные методы.

Возрастание коэффициентов горизонтальных сил по мере увеличения высоты должно быть более быстрым, чем при линейной зависимости, также и в тех случаях, когда спектр расчетных ускорений возрастает в области собственных периодов колебаний сооружения быстрее, чем по гиперболической зависимости. Это происходит тогда, когда основной период колебаний сооружения относительно велик, а наиболее значительные землетрясения, которых можно ожидать, имеют неглубокие фокусы, средние магнитуды и возникают недалеко от рассматриваемой точки.

Несмотря на сказанное выше, имеются также доводы против значительного повышения коэффициентов горизонтальных сил для верхних этажей. Можно считать обоснованными такие значения коэффициентов, которые не превосходят значений, полученных с помощью обычного динамического расчета. С одной стороны, поворот основания стремится приблизить распределение поперечных сил к распределению, соответствующему линейному изменению коэффициентов горизонтальных сил. С другой стороны, последствия занижения поперечных сил в нижних этажах намного серьезнее тех последствий, к которым приводит аналогичное занижение у верха здания. Это справедливо как при сравнении возможности общего или частичного разрушения, так и при рассмотрении практически любого типа повреждений.

Как следует из рис. 8.4, к распределению поперечных сил в зданиях, расположенных на рыхлых грунтах, вообще говоря, неприменимы те упрощенные методы, которые относятся к зданиям на твердых грунтах. Попытка использования этих методов может привести к серьезным ошибкам, особенно в тех случаях, когда преобладающая частота колебаний грунта оказывается вблизи одной из первых собственных частот колебаний здания. Тем не менее если можно быть уверенным, что основная частота колебаний грунта расположена намного дальше первой гармоники, и, кроме того, расчетный спектр не имеет резко выраженных пиков в области высших частот, то критерии, изложенные для зданий на твердых грунтах, могут применяться без существенных ошибок, а иногда даже с большей точностью, чем в случае твердых грунтов, вследствие относительно большего пре-

валирования основной формы колебаний. При более общих условиях следует прибегать к динамическому расчету¹.

Существенное значение может иметь взаимодействие сооружения с грунтом, в особенности при слабых грунтах. При динамическом расчете здания учет этого явления в явной форме не вызывает принципиальных затруднений. Для этого достаточно ввести дополнительную степень свободы. При этом принимается, что фундамент здания не лежит непосредственно на твердом пласте грунта, а соединен с ним посредством упругих стержней и демпферов и что к фундаменту прикреплена жесткая масса грунта определенной формы.

Характеристики упругих стержней, амортизаторов и масс могут быть определены с достаточной точностью исходя из допущения о линейной работе грунта и при условии, что фундамент имеет неглубокое заложение, а грунт может быть представлен в виде однородного полупространства. При фундаментах глубокого заложения, свайных или кессонных фундаментах, а также при расположении здания на слоистых грунтах мы получим, конечно, более грубую оценку характеристик.

Приняв определенные значения характеристик, можно затем либо приближенно определить формы колебаний здания, либо применить метод Монте-Карло, используя данные реальных или моделированных землетрясений и учитывая — если сочтем это необходимым — нелинейную работу сооружения. Анализ форм колебаний не будет в данном случае строго корректным, поскольку константа демпфера, которым частично заменяется влияние грунта, обычно оказывается слишком велика для того, чтобы система имела классические формы колебаний. Тем не менее можно ожидать, что связанные с этим ошибки не будут чрезмерными.

Хотя описанные методы расчета и не связаны с принципиальными трудностями, объем вычислительной работы может существенно возрасти по сравнению с расчетом зданий, расположенных на твердом грунте. Поэтому, когда взаимодействие сооружения с грунтом не учитывается, мы часто принимаем во внимание (если не рассматривается кручение) лишь те степени свободы, которые связаны с горизонтальными перемещениями перекрытий только в одном направлении (например, одну степень свободы на этаж). Если мы учитываем колебательные движения основания, то вращательной инерцией перекрытий вряд ли можно пренебречь. Следовательно, мы вынуждены более чем удвоить число степеней свободы.

Не произведя динамического расчета, учитывающего в явной форме взаимодействие сооружения с грунтом, мы не можем

¹ Согласно требованиям норм СССР «Строительство в сейсмических районах» формы колебаний и, следовательно, распределение сейсмических сил по высоте практически всегда производится на основании динамического расчета. (Прим. науч. ред.).

с достаточной точностью предсказать эффект этого взаимодействия. Тем не менее, можно не сомневаться, что колебательные движения основания приведут к увеличению основного периода колебаний и, как правило, также к усилению затухания для основной формы колебаний, не влияя существенно на высшие формы. Эти движения, помимо того, оказывают влияние на конфигурацию основной формы колебаний, вследствие чего принятое треугольное распределение горизонтальных ускорений оказывается при слабых грунтах более точным, чем при твердых. В то же время колебания фундамента усиливают эффект, связанный с действием вертикальных нагрузок (сил тяжести) — « $P-\Delta$ эффект».

8.5. Выступающие элементы

Рассмотрим сооружение, схематически показанное на рис. 8.5, а. Применяя второй из статических методов, описанных в предыдущих подразделах, мы получили бы коэффициенты горизонтальных сил, приведенные на рис. 8.5, б. Однако, как показывает динамический расчет подобных систем, сдвигающие силы у основания выступающих элементов здания часто оказываются больше, чем в том случае, когда эти элементы находятся непосредственно на земле. Исходя из этого, некоторые нормы требуют, чтобы локальный коэффициент горизонтальных сил для выступающих элементов был по крайней мере вдвое больше, чем коэффициент, соответствующий статическому расчету здания, и

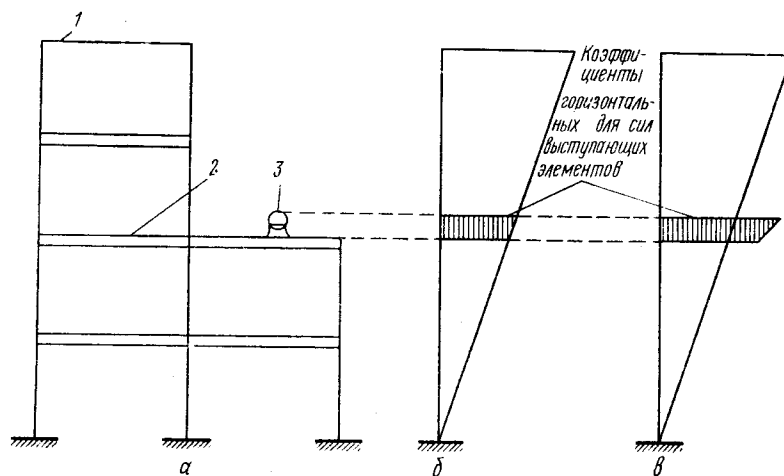


Рис. 8.5. Коэффициенты горизонтальных сил для выступающих элементов
а — система; б — элементарное решение; в — более обоснованные значения коэффициентов
1 — здание; 2 — общее перекрытие; 3 — выступающий элемент

при этом не меньше, чем тот коэффициент, который мы получили бы при расположении элемента непосредственно на земле. Коэффициенты примерно такого порядка показаны на рис. 8.5, в, хотя следует отметить, что довольно часто такой критерий оказывается весьма далеким от истины. Более того, если бы площадка, на которой стоит выступающий элемент, испытывала крутильные колебания, а сам элемент был расположен на ней эксцентрично, то амплитуды перемещений базы элемента оказались бы совсем иными, чем в том случае, когда элемент расположен в центре площадки.

Наиболее неблагоприятные для выступающего элемента условия возникают в тех случаях, когда основной период его колебаний близок к основному периоду всего сооружения. Бустаменте и Рапорт (1961) рассматривали вполне реальные для практики случаи и исходя из расчетного спектра ускорений, характерного для сооружений на твердых грунтах, получили для сдвигающих сил у основания элемента увеличение порядка 8 по сравнению с результатами обычного статического расчета. Еще более высоких коэффициентов можно ожидать в тех случаях, когда аналогичные сооружения расположены на слабых грунтах, для которых преобладающий период колебаний близок к основному периоду сооружения. Те же замечания справедливы, хотя и в меньшей степени, если близкое совпадение периодов собственных колебаний (элемента, всего сооружения и грунта) относится к соответствующим гармоникам.

Эти высокие коэффициенты были подсчитаны исходя из того, что расчетные реакции равны квадратному корню из суммы квадратов значений, соответствующих различным формам колебаний. Однако, как было показано (Penzien, 1969), этот критерий значительно преувеличивает реакции выступающих элементов, если их масса мала по сравнению с массой здания (например, менее $1/100$), а основные периоды обеих подсистем близки. Тем не менее результаты этих более точных расчетов показывают, что и при этих условиях реакции выступающих элементов весьма велики. Значительные погрешности при вычислении расчетных реакций как квадратного корня из суммы квадратов реакций, соответствующих формам колебаний, объясняются именно близостью собственных частот. В подобных случаях можно ожидать гораздо лучших результатов, если обратиться ко второму из приближенных методов расчета, изложенных в гл. 4, который приводит к уравнению (4.10).

В той же работе (Penzien, 1969) рассмотрен приближенный метод расчета, применимый как к зданиям с выступающими элементами, так и к сооружениям, реакции которых представляют собой комбинацию поступательных перемещений и кручения. Этот метод сравнительно точен. Он использует расчетные спектры для двух степеней свободы, соответствующие движениям грунта, на которые рассчитывается сооружение. Такие спек-

ры имеются для составляющей «север — юг» землетрясения 1940 года в Эль-Центро.

Применяя статический метод расчета и прикладывая у верха здания сосредоточенную горизонтальную силу, равную $1/20$ — $1/10$ от сдвигающей силы у основания, мы лишь частично удовлетворяем тем неблагоприятным условиям, которые могут привести к чрезмерным напряжениям в выступающих элементах. Наиболее неблагоприятные условия могут быть выявлены только с помощью динамического расчета. При этом должна быть надлежащим образом учтена неопределенность характеристик сооружений, в особенности жесткостей. Работу выступающих элементов в нелинейной области вряд ли следует считать источником дополнительного запаса, так как эта работа в действительности может привести к увеличению их максимальных деформаций.

Указанные обстоятельства настолько существенны, что, казалось бы, при проектировании всех зданий с относительно гибкой верхней частью следует исходить из достаточно точного динамического расчета. Однако это безусловно верно только в том случае, когда речь идет о сооружениях, для которых обрушение верхней части по каким-либо специальным соображениям особо нежелательно. Поскольку стоимость самой верхней части здания, как правило, не очень существенна, экономические соображения сами по себе не дают основания требовать применения динамического расчета для всех сооружений, особенно если учесть, что для произвольно выбранного здания вероятность возникновения чрезмерно больших реакций в его самой верхней части весьма невелика.

8.6. Крутящие моменты по этажам

Динамический расчет многоэтажного здания дает для крутящих моментов по этажам менее точные значения, чем для сдвигающих усилий. Это объясняется, с одной стороны, тем, что крутящие моменты по этажам в большей степени, чем сдвигающие усилия, связаны с вращательными составляющими движения грунта, а иногда целиком определяются этими составляющими. Но характеристики вращательных составляющих в настоящее время могут быть установлены только на основании записей поступательных составляющих землетрясений (см. подразд. 1.7). С другой стороны, небольшая ошибка или неточность при подсчете относительных жесткостей, либо не принятое во внимание распределение нагрузок могут в несколько раз изменить значения крутящих моментов в тех случаях, когда, по данным расчета, равнодействующая горизонтальных сил проходит вблизи центра кручения каждого этажа. Это в особенности существенно при номинально симметричных зданиях, для которых элементарный расчет не позволяет обнаружить даже незначи-

тельных крутящих моментов, хотя в действительности (с вероятностью, равной единице) во время землетрясения возникнут обобщенные силы, приводящие к кручению. Мы видели, кроме того, что учет нелинейной работы также позволяет установить наличие крутящих моментов, которые не могут быть найдены из обычного расчета.

Применяемые в настоящее время методы расчета не позволяют точно оценивать величину «случайного» дополнительного кручения. Поэтому при динамическом расчете вряд ли целесообразно учитывать в явной форме относительно малые номинальные эксцентриситеты, тем более, что их учет приводит к увеличению числа степеней свободы в 2—3 раза. Если эти номинальные эксцентриситеты малы по сравнению со случайными эксцентриситетами, то при динамическом расчете ими можно пренебречь.

Фактические эксцентриситеты в зданиях, как правило, существенно отличаются от найденных при расчете. Причины такого расхождения можно разбить на две группы. Первая группа приводит к «случайному» закручиванию, которое возникает даже в номинально симметричных зданиях и часто не учитывается при динамическом расчете. Вторая группа отражает разницу между результатами статических и динамических методов расчета. Эту разницу часто называют динамическим увеличением (или динамическим уменьшением) эксцентриситета.

Основными причинами случайных эксцентриситетов являются вращательная составляющая движения грунта относительно вертикальной оси, разница между принятыми при расчете и фактическими значениями жесткостей и масс, а также асимметричный характер нелинейных зависимостей сила — перемещение. Остальные причины — например, асимметрия декрементов затухания или деформации в направлении, перпендикулярном рассматриваемому, — обычно играют незначительную роль.

Рассмотрим сначала вопрос о вращательной составляющей движения грунта относительно вертикальной оси. Последующее изложение основано на материале подразд. 1.7 и на работе Ньюмарка (1969). Согласно уравнениям (1.13) и (1.14),

$$\max_t |\dot{\varphi}| = \frac{a_1}{v_s}; \quad (8.1)$$

$$\max_t |\ddot{\varphi}| = \frac{h_1}{v_s}, \quad (8.2)$$

где t — время; φ — вращение основания; a_1 и h_1 — максимальные численные значения соответственно \ddot{x}_1 и d^3x_1/dt^3 ; x_1 — перемещение грунта в горизонтальном направлении; v_s — скорость поперечных волн.

Аналогично

$$\max_t |\varphi| = \frac{v_1}{v_s} \quad (8.3)$$

где

$$v_1 = \max_t |\dot{x}_1|.$$

Пусть b означает больший размер здания в плане. Тогда $\max_t |\dot{\varphi}| b/2$ может рассматриваться как дополнительное перемещение основания, вызванное кручением. В соответствии с уравнением (8.3), можно написать (индекс «1» опускаем):

$$\max_t |\dot{\varphi}| \frac{b}{2} = \frac{v b}{2 v_s} = \frac{v t_b}{2}, \quad (8.4)$$

где t_b — время прохождения волн через основание в направлении большего размера здания.

Соответственно найдем из уравнений (8.1) и (8.2):

$$\max_t |\ddot{\varphi}| \frac{b}{2} = \frac{a t_b}{2}, \quad (8.5)$$

$$\max_t |\ddot{\varphi}| \frac{b}{2} = \frac{h t_b}{2}. \quad (8.6)$$

На основе подразд. 1.4 мы заключаем, что при коэффициенте затухания порядка 0,07 и средних фокусных расстояниях ожидаемые значения спектральных ординат для движения грунта, имеющего чисто поступательный характер, могут быть найдены с помощью приближенных зависимостей $D/d \simeq 1,2$, $V/v \simeq 1,6$ и $A/a \simeq 2$ (мы опустим символ, связанный с «ожидаемыми» значениями). При действии вращательных составляющих движения грунта можно ожидать, что эти коэффициенты окажутся несколько выше вследствие большего числа колебаний. Если принять для повышающих коэффициентов значения 1,33, 1,67 и 2,40, то уравнения (8.4) — (8.6) дадут для дополнительных перемещений и скорости относительно грунта, а также для дополнительного абсолютного ускорения следующие ожидаемые спектральные значения, относящиеся к кручению:

$$\begin{aligned} D_{\varphi} &= 0,67 v t_b; \\ V_{\varphi} &= 0,83 a t_b; \\ A_{\varphi} &= 1,20 h t_b. \end{aligned} \quad (8.7)$$

Как видно из гл. 1, для большинства землетрясений, важных с инженерной точки зрения, значение ad/v^2 лежит в пределах от 5 до 15. Можно показать, что величина $h v/a^2$ во всех случаях должна быть больше единицы, и можно, кроме того, с достаточным основанием допустить, что она должна иметь такой же порядок, как ad/v^2 . Если мы примем, что для каждого конкретного землетрясения $h v/a^2$ лежит в тех же пределах или даже равно ad/v^2 , то сможем оценить значение h с помощью a и v и, следовательно, сможем также оценить D_{φ} , V_{φ} и A_{φ} с помощью уравнения (8.7).

Применяя этот метод и допущение о равенстве $h v/a^2$ и ad/v^2 к составляющей «север — юг» землетрясения 1940 года в Эль-Центро, для которой $d \simeq 10$ дюймов, $v \simeq 15$ дюймов/с и $a \simeq$

$\simeq 120$ дюймов/с², найдем $D_{\varphi} = 10 t_b$, $V_{\varphi} = 100 t_b$ и $A_{\varphi} = 6000 t_b$. Для здания, имеющего больший размер — в плане 100 футов — и расположенного на грунте, для которого $v_s = 1000$ футов/с (что дает $t_b = 0,1$ с), получим $D_{\varphi} = 1$ дюйм, $V_{\varphi} = 10$ дюймов/с и $A_{\varphi} = 600$ дюймов/с² $= 1,55g$. Вполне очевидно, что этими величинами нельзя пренебречь, хотя, как увидим далее, вопрос о том, какое значение следует принять для v_s , остается открытым.

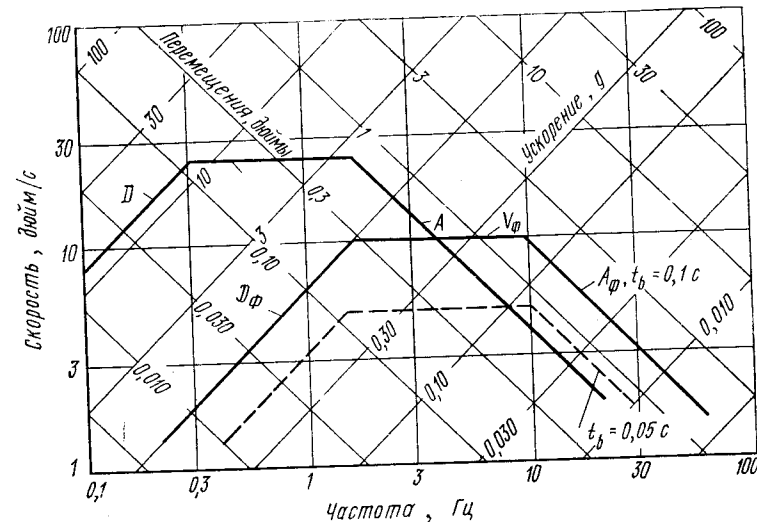


Рис. 8.6. Спектры реакций от поступательного и дополнительного крутильного движений (Newmark, 1969)

На рис. 8.6 приведены в логарифмическом масштабе спектры для $t_b = 0,1$ с и $t_b = 0,05$ с.

Для возможности сопоставления реакций симметричных зданий при действии вращательных и поступательных составляющих, необходимо сравнить соответствующие собственные частоты. В табл. 8.1 приведены результаты такого сравнения (Newmark, 1969a) для одноэтажных зданий, схематически показанных на рис. 8.7. Для всех случаев принято равномерное распределение масс в плане. Круговые частоты собственных колебаний при кручении и при поступательном перемещении вдоль оси x обозначены соответственно ω_T и ω_x , а k_x и k_y на рисунке означают жесткости в направлении осей x и y .

Зная отношение ω_T/ω_x для данного сооружения, можно воспользоваться спектром реакций на рис. 8.6 и найти для определенного значения t_b относительное значение реакции D_{φ} , дополнительной к поступательному спектральному перемещению D . Значения D_{φ} и D на рис. 8.6 следует всегда брать по шкалам перемещений.

Таблица 8.1. Параметры исследованных зданий (Newmark, 1969a)

Условия			Тип здания			
b'/b	$\Sigma k_y/\Sigma k_x$	величины	Рис. 8. 7, а	Рис. 8. 7, б	Рис. 8. 7, в	Рис. 8. 7, г
1	1	ω_T/ω_x	1	1,732	1,414	1,732
0,5	1	$bD_\Phi/e_y D$	3	1	1,5	1
		ω_T/ω_x	1	1,897	1,414	1,732
0	Любые	$bD_\Phi/e_y D$	4,8	1,333	2,4	1,6
		ω_T/ω_x	1	1,732	1,414	1,732
		$bD_\Phi/e_y D$	6	2	3	2

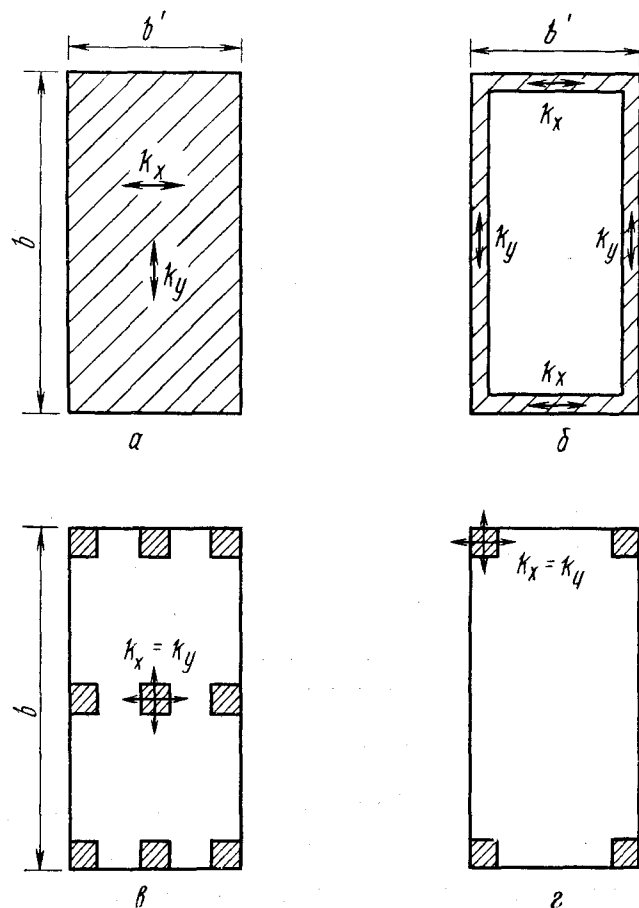


Рис. 8.7. Типы зданий, рассмотренные при расчете на воздействие вращательной составляющей движения грунта

а — равномерное сопротивление по всей площади; б — сопротивление только по периметру; в — здание с девятью колоннами; г — здание с четырьмя колоннами (Newmark, 1969 а)

Если отношение D_Φ/D для какого-либо сооружения известно, можно определить эксцентриситет инерционной силы следующим образом. Мы можем написать:

$$D = \frac{F_x}{\Sigma k_x} \quad (8.8)$$

Пусть $F_x e_y$ означает крутящий момент, возникающий при перемещении D_Φ на одном конце здания (рассматривается больший из размеров плана) и $(-D_\Phi)$ — на другом:

$$2D_\Phi \Sigma (k_x y^2 + k_y x^2) = F_x e_y b. \quad (8.9)$$

Тогда на основании уравнений (8.8) и (8.9) получим:

$$\frac{D_\Phi}{D} = \frac{e_y b \Sigma k_x}{2 \Sigma (k_x y^2 + k_y x^2)}. \quad (8.10)$$

Для частного случая, показанного на рис. 8.7, а, уравнение (8.10) дает:

$$\frac{D_\Phi}{D} = \frac{6e_y b}{1 + b'^2 k_y / b^2 k_x}. \quad (8.11)$$

Если b' или k_y равны нулю, то $D_\Phi/D = 6e_y/b$; если $b = b'$ и $k_y = k_x$, то $D_\Phi/D = 3e_y/b$.

Значения $bD_\Phi/e_y D$ для нескольких частных случаев даны в табл. 8.1. Характерные данные для $t_b = 0,1$ с приведены в табл. 8.2, где f_x и f_T — собственные частоты в герцах соответственно при перемещениях вдоль направления b' и при кручении.

Пользуясь этими данными, можно установить зависимости, близкие к линейным, между отношением e_y/b и величиной $f_T t_b$ для каждого типа здания, соотношения его сторон и рассматриваемой области собственных частот. Случайный эксцентриситет, равный 5% от большего размера здания в плане, который в соответствии с Едиными строительными нормами является минимальным, можно считать приемлемым для каркасных зданий с основным периодом колебаний свыше 0,6 с или для зданий с поперечными стенами и основным периодом свыше 1 с. При более коротких основных периодах было бы целесообразным увеличить случайный эксцентриситет до $0,1b$, а при периоде 0,2 с, возможно, и до $0,15b$. Этот вывод получен на основе исследования одноэтажных зданий и может быть без существенных изменений отнесен также и к многоэтажным.

Такие выводы были бы, по-видимому, слишком осторожными, если бы вращательная составляющая движения грунта была единственной причиной случайного закручивания. Действительно, как мы убедились (см. подразд. 1.7), значение этой составляющей примерно на 29% меньше той оценки, которую дает рассматриваемый метод, поскольку интенсивность движений

Таблица 8.2. Результаты вычисления крутильных эксцентриситетов; все значения найдены для $t=0,1$ с (Newmark, 1969a)

φ_x , Гц	Рис. 8. 7, а			Рис. 8. 7, б			Рис. 8. 7, в			Рис. 8. 7, г		
	Рис. 8. 7, а		$b'/b=1$	Рис. 8. 7, б		$b'/b=1$	Рис. 8. 7, в		$b'/b=1$	Рис. 8. 7, г		$b'/b=1$
	$b'/b=0,5$	$b'/b=0$		$b'/b=0,5$	$b'/b=0$		$b'/b=0,5$	$b'/b=0$		$b'/b=0$	$b'/b=0$	
0,318	0,318 0,083 0,028	0,318 0,083 0,014	0,318 0,083 0,083	0,6 0,083 0,062	0,55 0,083 0,041	0,45 0,083 0,056	0,45 0,083 0,028	0,45 0,083 0,028	0,55 0,083 0,083	0,55 0,083 0,042	0,55 0,083 0,042	0,55 0,083 0,042
0,5	0,5 0,131 0,044	0,5 0,131 0,022	0,87 0,131 0,131	0,95 0,131 0,098	0,87 0,131 0,065	0,71 0,131 0,088	0,71 0,131 0,044	0,71 0,131 0,044	0,87 0,131 0,131	0,87 0,131 0,065	0,87 0,131 0,065	0,87 0,131 0,065
1	1 0,262 0,087	1 0,262 0,043	1,73 0,24 0,24	1,9 0,219 0,18	1,73 0,24 0,12	1,41 0,262 0,174	1,41 0,262 0,087	1,41 0,262 0,087	1,73 0,24 0,24	1,73 0,24 0,12	1,73 0,24 0,12	1,73 0,24 0,12
1,59	1,59 0,416 0,139	1,59 0,416 0,087	2,75 0,241 0,24	3 0,22 0,18	2,75 0,241 0,12	2,25 0,294 0,196	2,25 0,294 0,098	2,25 0,294 0,098	2,75 0,241 0,241	2,75 0,241 0,12	2,75 0,241 0,12	2,75 0,241 0,12
3	3 0,79 0,26	3 0,79 0,16	5,2 0,46 0,46	5,7 0,42 0,35	5,2 0,46 0,23	4,2 0,56 0,38	4,2 0,56 0,19	4,2 0,56 0,19	5,2 0,46 0,46	5,2 0,46 0,23	5,2 0,46 0,23	5,2 0,46 0,23
5	5 1,31 0,44	5 1,31 0,27	8,7 0,75 0,75	9,5 0,69 0,56	8,7 0,75 0,37	7,1 0,92 0,62	7,1 0,92 0,31	7,1 0,92 0,31	8,7 0,75 0,75	8,7 0,75 0,37	8,7 0,75 0,37	8,7 0,75 0,37

грунта в двух ортогональных направлениях различна. Более того, допущение, что скорость v_s имеет порядок 1000 футов/с можно было бы считать справедливым для многих грунтов под крупными городами, однако вследствие того пути, который обычно проходят отраженные волны, для фазы волн S большинства акселерограмм характерны, по-видимому, поперечные скорости, в 10 раз превышающие это значение (поскольку нас интересуют волны, проходящие через основные породы и отражаемые в направлении, близком к вертикальному). Меньшие значения скоростей целесообразно принимать для фазы поверхностных волн, составляющих относительно небольшую часть общего сейсмического воздействия.

Однако имеется ряд других серьезных причин, способствующих возникновению случайного закручивания. Важнейшей из них является случайный характер жесткостей при расчете на действие горизонтальных сил (см. в подразд. 6.6.4 вопрос о случайном характере жесткостей в поперечных кирпичных стенах). Невыгодное распределение масс также может привести к увеличению случайного закручивания, особенно в зданиях универмагов, складов и т. д. Поэтому в целом приведенные выше рекомендации о расчетных величинах случайного закручивания, по-видимому, правильны, если не считать того, что они переоценивают важность основного периода колебаний. Нет, однако, достаточных оснований для того, чтобы считать эти значения минимальными (как это сделано в некоторых нормах). Можно, скорее, полагать, что они должны добавляться к тем значениям закручивания, которые дает обычный динамический расчет.

Статический метод часто приводит к результатам, существенно отличающимся от результатов динамического расчета, даже если речь идет об упругих линейных системах, подтвержденных только поступательным перемещением основания. Однако и анализ форм колебаний также приводит к серьезным ошибкам, если расчетные реакции определяются как квадратный корень из суммы квадратов реакций, соответствующих различным формам, особенно при близких друг к другу парах периодов собственных колебаний (см. подразд. 4.2).

С целью отдельного изучения влияния сдвигающих сил и крутящих моментов было исследовано воздействие землетрясений с пологими или гиперболическими спектрами на одноэтажные здания, схематически показанные на рис. 8.8 (Elorduy and Rosenbluth, 1968, см. также Rosenbluth and Elorduy, 1969a). Данные, приведенные на рисунках 8.9 и 8.10, относятся к сдвигающим силам и повышающим коэффициентам для эксцентриситета, соответствующим его «статическому» значению e_s (см. рис. 8.8), и содержат также сравнение с тем способом определения общей величины реакции, при котором она принимается равной квадратному корню из квадратов реакций при различных формах колебаний.

Это исследование показывает, что сдвигающие силы, подсчитанные последним способом, практически равны значениям этих сил, найденным с помощью более точного уравнения (4.10), и что при таких спектрах вычисление сдвигающей силы у основания

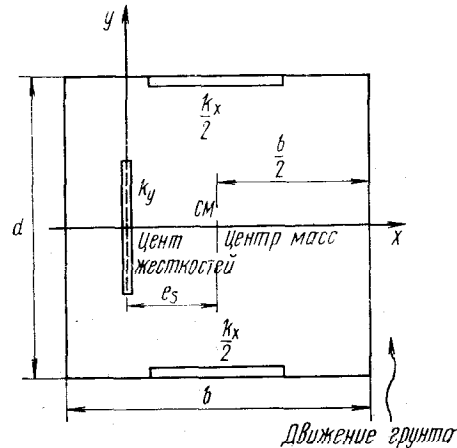


Рис. 8.8. План исследованного одноэтажного здания (Rosenblueth and Elorduy, 1969)

без учета кручения всегда идет в запас. Однако, отбрасывая последний член в уравнении (4.10), мы существенно завышаем крутящие моменты в тех областях, где собственные частоты почти равны друг другу, хотя в этих же областях даже полное уравнение (4.10) дает крутящие моменты, значительно большие, чем произведение сдвигающей силы на e_s .

Результаты исследования зданий произвольной формы показывают, что при определенных условиях повышающие коэффициенты для расчетных значений сдвигающих сил в стенах или рамах могут оказаться намного больше, чем значения, найденные при статическом расчете. Один из путей преодоления недостатков статического метода состоит в том, что расчетный эксцентриситет принимается равным e_s или $1,5 e_s$ (в зависимости от того, какая из этих величин более невыгодна для рассчитываемого элемента), а сам статический метод применяется только в том случае, когда $K/k \geq 36J/M - 25e_s^2 M/J$, где K — жесткость при кручении относительно центра масс, J — полярный момент инерции относительно этого центра, k — жесткость при поступательных перемещениях, M — масса.

Такой способ применим только к зданиям, имеющим не слишком короткие и не слишком длинные периоды собственных колебаний. При очень коротком основном периоде все максимальные ускорения приближаются к максимальным ускорениям грунта, и поэтому статический метод расчета дает удовлетворительные результаты. Иными словами, расчетные значения реакций приближаются к алгебраической сумме реакций, соответствующих различным формам колебаний.

Когда периоды, соответствующие тем формам собственных колебаний, которые существенно влияют на общую реакцию, очень велики, расчетные реакции приближаются к численной сумме реакций для различных форм.

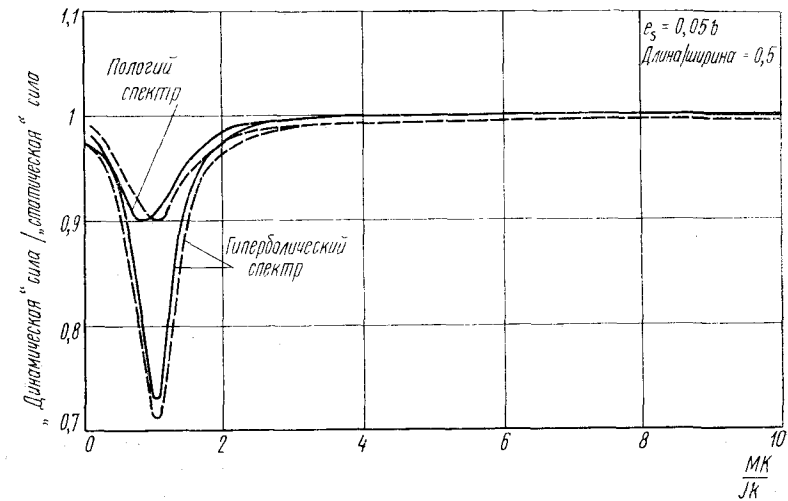


Рис. 8.9. Соотношение поперечных сил при статическом и динамическом методах расчета (Rosenblueth and Elorduy, 1969)
уравнение (4.10); — — — — — уравнение (4.7)

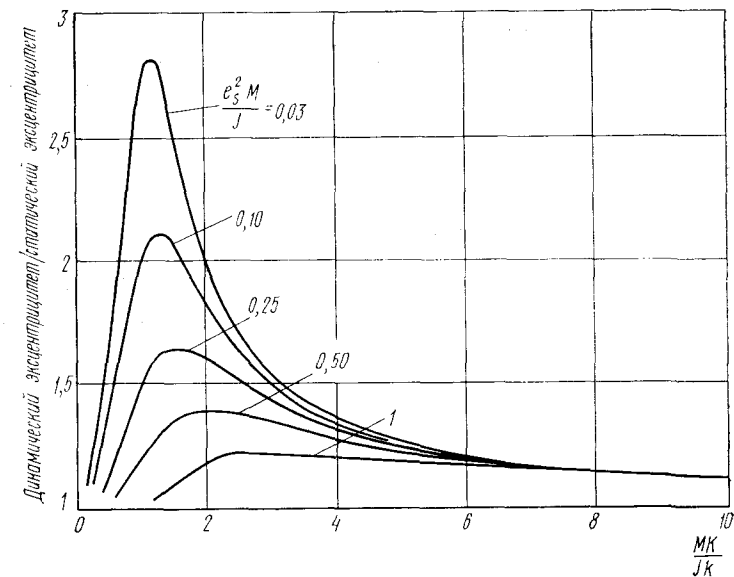


Рис. 8.10. Коэффициент увеличения эксцентриситета (Rosenblueth and Elorduy, 1969)

Учитывая как увеличение эксцентриситетов, связанное с динамическим расчетом, так и случайные эксцентриситеты, мы приходим к выводу, что при указанных выше ограничениях относительно K/k значения расчетных эксцентриситетов по этажам равны наиболее невыгодной из величин

$$e_d = 1,5e_s + \alpha b$$

и

$$e_d = e_s - \alpha b,$$

где b — размер здания в плане, перпендикулярный движению грунта, а α — коэффициент порядка 0,05—0,10.

Спектры для двух степеней свободы (Penzien, 1969), о которых мы упоминали в подразд. 8.5, могут применяться также при расчете зданий, испытывающих кручение, вызванное сейсмическими воздействиями поступательного характера. При этом, как и при расчете выступающих элементов, возникновение текучести усиливает неблагоприятный эффект от кручения. Поэтому следует проявлять особую осторожность при расчете угловых колонн, а также стен, расположенных по периметру здания (Newmark, 1969).

Применяя статический метод расчета для высоких зданий, мы можем прийти к выводу, что эксцентриситеты возникают только в одном или нескольких этажах. Есть, однако, основания полагать, что при этих условиях крутильные колебания будет испытывать все здание (Bustamante, 1961b). Для учета этого явления в одном из нормативных документов (ныне отмененном) введено требование о том, что либо эксцентриситеты для всех этажей должны приниматься равными по крайней мере половине максимального по всему зданию значения e_s , либо крутящий момент любого этажа должен приниматься равным по крайней мере половине максимального крутящего момента, определенного статическим методом, — в зависимости от того, какая из этих двух нижних границ дает меньшее кручение (Rosenblueth, 1960). Хотя такое правило и позволяет в известной мере учесть рассматриваемое явление, оно, по-видимому, во многих случаях является слишком грубым. Если статические методы будут применяться и в дальнейшем, то этот вопрос заслуживает дополнительного изучения.

Кручение этажей обычно приводит к сравнительно небольшим относительным поворотам. В большинстве случаев оно воспринимается в основном сдвигающими силами в рамах или поперечных стенах, образующими пары, а кручение отдельных колонн, как правило, играет весьма незначительную роль. Однако если длина одной или нескольких колонн намного меньше длины остальных колонн этажа, то в коротких колоннах могут возникнуть значительные крутящие моменты. В литературе (Esteve and Nieto, 1967; Esteve, Rascón and Gutierrez, 1969) описывается случай, когда асимметрично расположенный жесткий бетон-

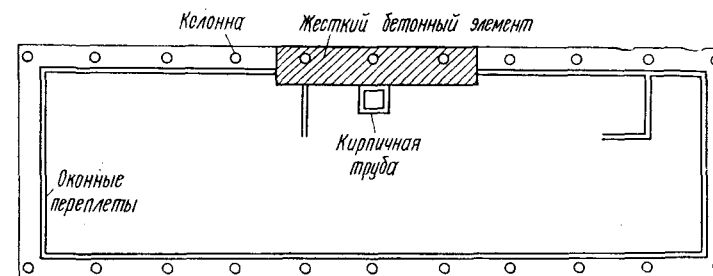


Рис. 8.11. Закручивание здания вследствие резко асимметричного решения (Esteve and Nieto, 1967)

ный элемент явился основной причиной большого эксцентриситета в плане (рис. 8.11), что привело к разрушению одной из колонн железобетонного здания от кручения.

8.7. Опрокидывающие моменты

Значения опрокидывающих моментов, найденные с помощью динамического расчета, должны, как правило, непосредственно использоваться при проектировании.

Выдвигалось мнение, что эти значения должны быть существенно уменьшены, поскольку опрокидывание зданий при землетрясениях — явление весьма редкое, и поэтому результаты расчета не следует принимать во внимание.

Опрокидывание зданий, подобное тому, которое наблюдалось при землетрясении 1964 года в Ниигате, представляет собой действительно редкий случай, и, конечно, не должно приниматься во внимание при оценке опрокидывающих моментов в элементах зданий, поскольку такие явления связаны скорее с разжижением грунта, чем с чрезвычайно большими моментами. Тем не менее, даже обладая значительным опытом, трудно по внешнему виду оценить ту роль, которую играют иногда продольные силы при разрушении колонн, так как картина осложняется наличием изгиба и поперечных сил. При значительной продольной силе способность колонны сопротивляться поперечным силам, изгибу и даже кручению резко снижается по сравнению с тем случаем, когда сжатие относительно невелико. Когда колонна разрушается при совместном действии весьма значительного продольного сжатия, поперечных сил и изгиба, она внешне мало отличается от слабо сжатой колонны, разрушившейся от изгиба и среза.

Из сказанного следует, что последствия разрушений, вызванных непосредственно опрокидывающими моментами, по меньшей мере настолько же серьезны, как последствия разрушений от поперечных сил по этажам и других обобщенных усилий. Следова-

тельно, коэффициенты нагрузок, применяемые при расчете на действие опрокидывающих моментов, не должны быть существенно ниже тех, которые принимаются, чтобы не допустить высокой вероятности разрушения под действием этих обобщенных усилий. Единственное основание для снижения этих коэффициентов состоит в том, что обеспечение необходимой несущей способности колонн при действии опрокидывающих моментов в некоторых случаях связано со значительным удорожанием, однако такие случаи являются исключением.

Иная картина возникает при отрыве фундаментов здания от грунта. Если прочность и жесткость фундамента достаточны для того, чтобы избежать слишком значительного перераспределения усилий в вышележащей части здания, то последствия отрыва связаны только с возможными повреждениями прилегающих тротуаров и коммуникаций. Даже если это условие не выполнено, то повреждения надземной части здания, вызванные умеренным перераспределением усилий, могут свестись всего лишь к небольшим трещинам в отдельных балках. В то же время исходя при расчете из недопустимости даже временного отрыва части фундамента от грунта мы можем чрезмерно увеличить стоимость сооружения. Поэтому во многих случаях нет необходимости проявлять излишнюю осторожность в данном вопросе.

При расчете одноэтажных зданий нет никаких оснований, кроме экономических, для уменьшения опрокидывающих моментов, найденных статическим методом по расчетным значениям сдвигающих сил. Из условий равновесия мы сразу же приходим к выводу, что в таких сооружениях опрокидывающий момент у основания должен быть равен произведению сдвигающей силы у основания на высоту здания. В многоэтажных зданиях мы, несомненно, допустим ошибку (в сторону запаса), если примем опрокидывающий момент равным сумме таких произведений для всех расчетных сдвигающих сил.

В соответствии со сделанными в предыдущем подразделе замечаниями последствия такого завышения могут оказаться серьезными. Основная причина этого завышения очевидна: огибающая эпюра сдвигающих сил состоит из максимальных сил, которые не действуют одновременно. В действительности для всех форм собственных колебаний, кроме основной, одна часть сдвигающих сил по этажам положительна, а другая — отрицательна.

Существует и другая причина: расчетная огибающая эпюра сдвигающих усилий всегда представляет собой упрощенное приближение к идеальной огибающей. Если расчетная огибающая эпюра является «точной» для какого-то одного этажа и нигде не занижена, то она почти наверное завышена всюду, кроме этого этажа. Следовательно, ее площадь превышает площадь идеальной эпюры сдвигающих сил. Если в одном или нескольких этажах расчетная огибающая эпюра не завышена, то появление текучести в этой части сооружения приведет к тому, что в осталь-

ных частях сдвигающие силы по этажам не превысят расчетных значений. В результате сдвигающие силы в тех этажах, где не возникает текучесть, будут, как правило, существенно меньше. Площадь расчетной огибающей эпюры снова окажется больше, чем площадь идеальной эпюры. То же, хотя и в меньшей степени, относится и к динамическому расчету, если опрокидывающие моменты подсчитаны не непосредственно по моментам, соответствующим различным формам колебаний, а по расчетным значениям сдвигающих сил, поскольку сдвигающие силы при землетрясении будут, конечно, отличаться от результатов расчета.

Тот факт, что площадь расчетной эпюры сдвигающих сил больше, чем это необходимо с точки зрения восприятия опрокидывающих моментов, не может служить оправданием для чрезмерного снижения коэффициентов нагрузки, которое ранее допускалось некоторыми нормами. Рассмотрим только два метода, приводящие к снижению, которые довольно широко применяются в настоящее время. Основываясь на более ранних нормах Лос-Анджелеса¹, некоторые нормы (Earthquake Resistant Regulation, A World List, 1966b, 1966c and 1966d) определяют значение опрокидывающего момента как произведение расчетной сдвигающей силы в рассматриваемом уровне на расстоянии от этого уровня до центра масс вышележащей части здания (рис. 8.12). Эти же нормы требуют, чтобы сдвигающие силы по этажам определялись по диаграмме горизонтальных ускорений,

¹ Эти же нормы допускают снижение на 20% по сравнению с результатами метода, описанного в настоящем подразделе.

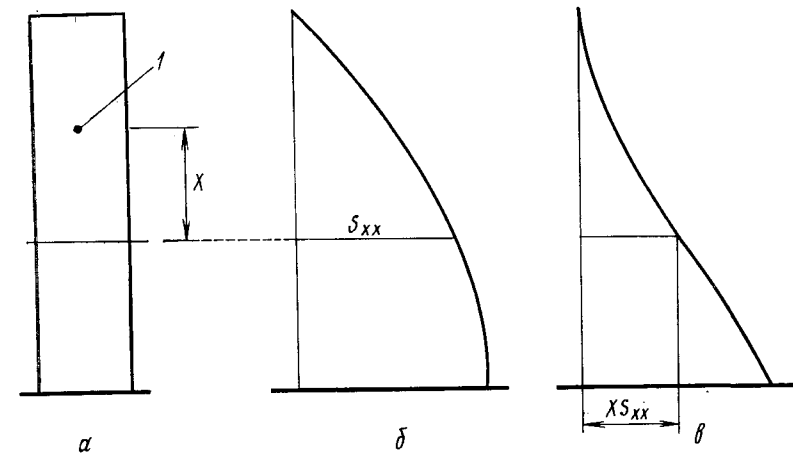


Рис. 8.12. Определение расчетных опрокидывающих моментов

а — сооружение и рассматриваемое сечение; б — распределение сдвигающих сил; в — опрокидывающие моменты
 l — центр тяжести части здания, расположенной выше сечения xx

которая принимается монотонно возрастающей с увеличением расстояния от поверхности земли. Следовательно, такой метод всегда предполагает снижение по сравнению с результатами, найденными по полной площади эпюры расчетных сдвигающих сил (за исключением верхнего этажа, где снижения нет).

Применим этот метод к зданию с равномерным распределением масс по высоте. Допустим, что диаграмма горизонтальных ускорений линейна и имеет нулевую точку у основания (рис. 8.13, а). Эпюры сдвигающих сил и опрокидывающих моментов приведены на рис. 8.13, б и 8.13, в. Для сравнения на рис. 8.13, в приведена также эпюра опрокидывающих моментов, полученная с помощью интегрирования огибающей эпюры сдвигающих сил на рис. 8.13, б. Снижение моментов составляет 25% у основания и 10% в середине высоты.

Если бы мы выбрали расчетную схему здания в виде бруса, работающего на сдвиг, с постоянной массой и жесткостью и при этом применили динамический метод расчета, приняв расчетные реакции равными квадратному корню из суммы квадратов реакций, соответствующих различным формам колебаний, и если бы, кроме того, расчетный спектр ускорений (в обычном масштабе) имел гиперболическую форму, то эпюра сдвигающих сил имела бы вид параболы с вершиной у верха здания. Площадь эпюры была бы равна произведению сдвигающей силы у основания на $\frac{2}{3}$ высоты здания. С другой стороны, опрокидывающий момент у основания равен $\frac{1}{3}$ от этого произведения (см. подразд. 4.4)¹. Таким образом, снижение у основания составило бы 13,4%. Интересно, что этот метод расчета дает то же значение понижающего коэффициента по всей высоте здания.

Тот факт, что вершина расчетной огибающей эпюры сдвигающих сил расположена скорее в нижней, чем в верхней части здания, согласуется с более пологим расчетным спектром ускорений. Это приводит к еще меньшим понижающим коэффициентам при расчете, основанном на анализе форм колебаний. При использовании такого спектра ускорений и динамическом методе расчета снижение в середине высоты здания оказалось бы пренебрежимо малым.

Разница в результатах, которую мы получили для бруса, работающего на сдвиг с постоянной по длине массой и жестко-

¹ Этот коэффициент можно сразу же получить из соотношения $Q = V \sqrt{\frac{2}{T} \int_0^T \psi_q^2 dt}$, где ψ_q — передаточная функция для Q , если ψ имеет период T [см. уравнение (4.5)]. Для опрокидывающего момента у основания ψ имеет треугольную форму с максимальной ординатой, равной произведению сдвигающей силы у основания на высоту здания, а передаточная функция для сдвигающей силы у основания имеет прямоугольную форму (см. подразд. 4.1, в частности рис. 4.2). Следовательно, коэффициент равен $\frac{1}{3}$.

стью, не должна вызывать опасений. Расчеты большого числа сооружений показывают, что изложенный метод, как правило, приводит на практике к определенному запасу несущей способности (Bustamante, 1965в). В тех случаях, когда он приводит к ошибкам в невыгодную сторону, эти ошибки незначительны для зданий с преимущественно сдвиговыми деформациями, за исключением самых верхних этажей, где, как указывалось выше, положение может быть исправлено путем приложения сосредоточенной силы к верху здания.

Второй метод, представляющий интерес, был предложен Ринне (1960) и принят многими нормами. Согласно этому методу, опрокидывающий момент у основания здания, который находится интегрированием огибающей эпюры сдвигающих сил, должен быть умножен на коэффициент J , определяемый выражением

$$J = \frac{0,5}{T_1^{2/3}} \quad (8.12)$$

При этом коэффициент J не должен приниматься большим, чем 1, и меньшим, чем 0,33. Здесь T_1 — основной период колебаний сооружения, выраженный в секундах. Для распространенных типов зданий этот метод дает приемлемые значения корректирующего коэффициента (Bustamante, 1965в), но при очень гибких сооружениях он может привести к серьезным ошибкам не в запас (см. также Newmark, 1965а). Рассмотрим, например, одноэтажное промышленное здание павильонного типа. Для такого здания основной период порядка 0,7 с вполне возможен. В соответствии с уравнением (8.12) корректирующий множитель в

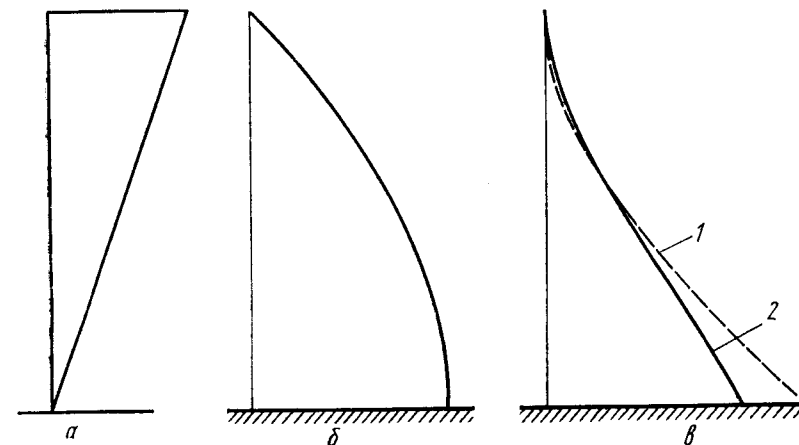


Рис. 8.13. Эпюры опрокидывающих моментов

а — коэффициенты горизонтальных сил; б — распределение сдвигающих сил; в — опрокидывающие моменты
1 — эпюра, полученная с помощью интегрирования эпюры сдвигающих сил; 2 — то же, на основе рис. 8.12

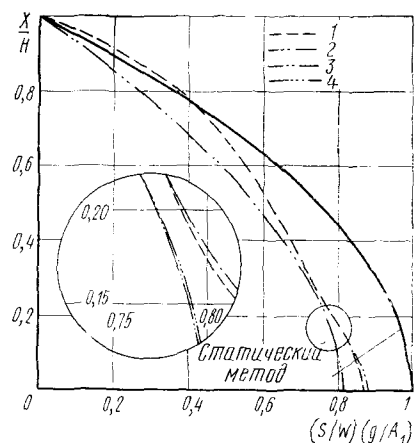


Рис. 8.14. Распределение сдвигающих сил (Rosenblueth and Elorduy, 1969)

Гиперболический спектр: 1 — уравнение (4.7); 2 — уравнение (4.10); пологий спектр: 3 — уравнение (4.7); 4 — уравнение (4.10)

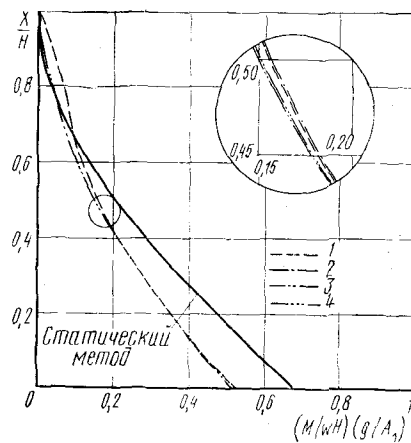


Рис. 8.15. Распределение опрокидывающих моментов

Гиперболический спектр: 1 — уравнение (4.7); 2 — уравнение (4.10); пологий спектр: 3 — уравнение (4.7); 4 — уравнение (4.10)

этом случае будет равен 0,63, что приводит к ошибке на 37% не в запас по сравнению с требованиями равновесия.

Были проведены исследования (Rosenblueth, Elorduy, and Mendoza, 1967; Rosenblueth and Elorduy, 1969a) зданий, представленных моделями в виде бруса, работающего на сдвиг, с постоянной массой и жесткостью, как при допущении, что расчетные реакции равны квадратному корню из суммы квадратов реакций для различных форм колебаний [уравнение (4.7)], так и на основе более точного критерия, соответствующего уравнению (4.10). Авторы исходили из пологого и гиперболического спектров ускорений. Гиперболический спектр был принят таким, что A оставалось постоянным при $T \leq 0,1 T_1$, где T_1 — основной период колебаний. Кроме того, было принято, что коэффициент затухания равен 0,05 при всех формах колебаний, что эквивалентный отрезок белого шума имеет продолжительность $s=20T_1$ и что влияние затухания учтено в самом спектре. Результаты представлены на рис. 8.14 и 8.15, где приведено также сравнение со сдвигающими силами и моментами, найденными на основе статически приложенных ускорений, пропорциональных расстоянию от поверхности земли. Все сдвигающие силы у основания были подсчитаны для одного и того же значения спектрального ускорения A_1 , соответствующего основному периоду.

Эти результаты позволяют сделать следующие выводы. Значение сдвигающей силы у основания лежит в пределах от $0,877(A_1/g)W$ (для гиперболического спектра ускорений) до

$0,816(A_1/g)W$ (для пологого спектра ускорений), где g — ускорение свободного падения, а W — вес здания.

Статический метод расчета дает удовлетворительные результаты при определении сдвигающих сил для зданий, представленных моделями в виде сдвиговых балок с постоянной по длине массой и жесткостью, за исключением верхней части очень высоких зданий, подверженных землетрясениям с близко расположенными фокусами (для зданий с неравномерно распределенными параметрами этот вывод, вообще говоря, несправедлив).

Опрокидывающие моменты на всех уровнях, найденные динамическим методом, меньше интегралов, вычисленных для соответствующих участков эпюры сдвигающих сил. Корректирующий коэффициент лежит в пределах между 0,886 и 0,989, если речь идет о площади эпюры сдвигающих сил, найденных динамическим методом¹, и в пределах между 0,773 и 0,779, если эти силы были определены статическим методом.

Для зданий, в деформациях которых значительную роль играет общий изгиб, оба рассмотренных выше приближенных метода приводят к ошибкам не в запас. Во многих случаях это отчасти компенсируется тем, что сосредоточенная горизонтальная сила, равная от 5 до 10% сдвигающей силы у основания, прикладывается к верху здания. Но если нормы предусматривают такое требование только по отношению к очень гибким сооружениям, то при этом выпадают из поля зрения такие здания, которые, не будучи особенно гибкими, тем не менее вследствие конструктивных особенностей (например, недостаточно жесткие несущие стены или каркасы) в значительной мере подвержены деформации общего изгиба.

Оба метода приводят к ошибкам не в запас прочности также и в тех случаях, когда спектр ускорений имеет пиковые значения вблизи основного периода колебаний здания. Действительно, если бы действующее на здание возмущение относилось только к основной форме колебаний, то опрокидывающий момент нельзя было бы уменьшить.

Метод снижения опрокидывающих моментов, предложенный Ринне, часто применяется совместно с допущением об их линейном изменении от нуля у верха здания до максимального значения у основания. Действительная огибающая эпюра опрокидывающих моментов представляет собой обычно вогнутую кривую, и угол ее наклона у верха здания невелик. Поэтому если момент у основания определен правильно, то допущение о линейном изменении опрокидывающих моментов идет в запас по всей высоте здания. Момент у основания, найденный методом Ринне, часто оказывается заниженным, но тем не менее расчетные значения

¹ Этот коэффициент не может быть меньше того значения, которое мы получили бы для случая, когда опрокидывающий момент связан только с основной формой колебаний, что дало бы при гиперболическом спектре ускорений 0,775.

моментов для верхних этажей, полученные таким способом, в большинстве случаев имеют запас. Это мало влияет на экономичность решения, так как опрокидывающий момент редко оказывается решающим фактором для верхних этажей, а если и влияет, то весьма незначительно.

Рассматриваемый метод не позволяет судить о распределении опрокидывающего момента между различными рамами и стенами, способными его воспринять. Требование норм о распределении опрокидывающих моментов между этими элементами пропорционально воспринимаемым ими сдвигающим силам может привести к существенным ошибкам. То же относится и к первому из изложенных методов.

Более предпочтительный способ состоит в том, что опрокидывающие моменты в каждой стене и раме находятся непосредственно из эпюр сдвигающих сил для этих элементов, а затем подсчитанные значения изменяются пропорционально отношению полного опрокидывающего момента (обычно уменьшенного) к полному значению, найденному для рассматриваемого уровня.

Практически можно рекомендовать применение первого из рассмотренных методов в тех случаях, когда расчет производится на опрокидывающие моменты, распределенные пропорционально значениям, найденным статически. Однако не следует вводить понижающие коэффициенты, если общий изгиб играет существенную роль. Если предварительные подсчеты указывают на возможность значительного уменьшения капиталовложений в случае снижения величины опрокидывающего момента, то снижение момента у основания на 5—10% можно считать оправданным даже по отношению к результатам динамического расчета.

Фенвес и Ньюмарк (Fenves and Newmark, 1969) исследовали распределение сдвигающих сил и опрокидывающих моментов в сдвиговых балках четырех типов. В балках одного типа масса и жесткость были распределены равномерно по высоте балки, а в остальных трех либо масса, либо жесткость, либо оба эти параметра уменьшались с увеличением высоты над уровнем земли. При исследовании применялись три расчетных спектра. Они представляют собой ветви, отвечающие ускорению, скорости и перемещениям, и относятся соответственно к спектральным ускорениям, независимым от периода собственных колебаний, обратно пропорциональным T и обратно пропорциональным T^2 . Было принято, что реакции пропорциональны квадратному корню из суммы квадратов их значений, соответствующих различным формам колебаний. Масса балок считалась сосредоточенной в двадцати точках, расположенных на равных расстояниях. Таким образом, их можно рассматривать как расчетные модели 20-этажных зданий.

Для ветвей, соответствующих ускорению, корректирующий коэффициент во всех случаях оказался практически равным еди-

нице. Для ветвей, соответствующих скорости, он менялся в пределах от 0,85 у основания до 1 у верха здания, и для ветвей, соответствующих перемещениям, — от 0,25 и 0,35 у основания до 1 у верха.

Практически ветвям перемещений соответствуют очень длинные периоды собственных колебаний. Для большинства зданий, представляющих практический интерес, при твердых грунтах первые несколько периодов собственных колебаний попадают на ветвь скоростей, а остальные — на ветвь перемещений. Таким образом, это исследование подтверждает сделанные ранее выводы относительно опрокидывающего момента, если, конечно, расчетная схема здания может быть принята в виде бруса, работающего на сдвиг (сдвиговой балки).

Этими же авторами был исследован ряд изгибных балок, а также 10-этажное каркасное здание, обладающее значительной гибкостью. Вследствие продольных деформаций колонн этого здания, характер его работы был промежуточным между работой сдвиговых и изгибных балок. Корректирующие коэффициенты также оказались промежуточными между коэффициентами для этих балок, тем не менее эти коэффициенты показывают, что в тех случаях, когда расчетный спектр представлен в виде ветви ускорения или скорости, приведенные в нормах значения I слишком малы.

8.8. Предельные углы отклонения при перемещениях этажей¹

Необходимость ограничения углов отклонения при землетрясениях обусловлена несколькими причинами. Первой из них является необходимость уменьшения повреждений перегородок, штукатурки, облицовки, оконных стекол и оборудования. При определенном типе соединений между несущими и ненесущими элементами, определенном размере зазоров между ними и определенном типе соединений трубопроводов и другого оборудования имеется угол отклонения, превышение которого связано с высокой вероятностью повреждений. Результаты предварительных расчетов на воздействие землетрясений различной интенсивности позволяют прийти к заключению, является ли выбранное решение (несмотря на значительную вероятность частых повреждений ненесущих элементов) приемлемым или оно требует пересмотра. Решение этого вопроса должно быть основано на экономических соображениях, но с надлежащим учетом возможности увечья и гибели людей при падении поврежденных элементов.

Если мы приходим к выводу о необходимости перепроектирования сооружения, то должен быть решен вопрос о том, следует

¹ Под углом отклонения в данном случае понимается относительное горизонтальное перемещение между двумя последовательными перекрытиями, разделенное на высоту соответствующего этажа.

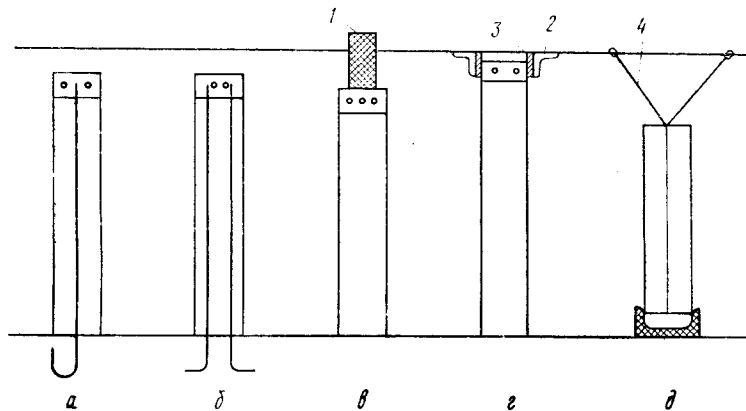


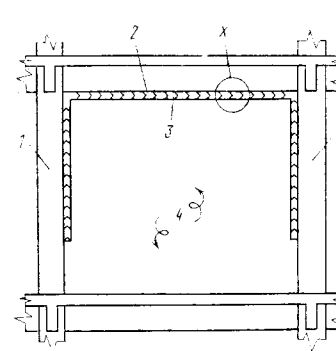
Рис. 8.16. Наименее распространенные методы изоляции стен и перегородок
1 — стальные пластинки, перпендикулярные плоскости стены; 2 — стальной зажимной элемент; 3 — нежесткое заполнение; 4 — фермочка из проволочных стержней

ли принять более жесткую конструкцию (обычно за счет повышения расчетных ускорений) или изменить детали крепления несущих элементов к несущим, или даже пересмотреть спецификацию несущих элементов. Например, замена — на первый взгляд тривиальная — цветной штукатурки светлых тонов темной может существенно снизить частоту ремонтов.

Наиболее распространенные методы устройства «плавающих» перегородок показаны на рис. 8.16. В тех случаях, когда желательно применение перегородок такого типа, наиболее простое и экономичное решение достигается при их расположении в плоскостях, свободных от колонн. При таком способе только верхний и нижний края перегородки требуют специального устройства, обеспечивающего возможность проскальзывания между нею и несущими конструкциями. В местах таких зазоров часто необходимы дополнительные элементы, которые либо имеют эстетическое назначение, либо служат для заполнения зазора и предотвращения скопления пыли.

В зданиях, восстановленных и усиленных после сильных землетрясений, иногда оказывается удобным применение расположенных по периметру перегородки металлических элементов, конструкция которых схематически показана на рис. 8.17. Если значения поперечной и нормальной сил, необходимые для деформирования таких элементов, выбраны надлежащим образом, то величина горизонтальных сил, которые передаются на перегородку сооружением, может быть ограничена. При этом может быть учтена способность перегородки воспринимать такие силы, а также возможность поглощения энергии металлическими элементами.

Предохранение оконных стекол от действия перекосов конструкции часто может быть достигнуто путем использования пружинных устройств для крепления оконных рам к несущим элементам.



Деталь x

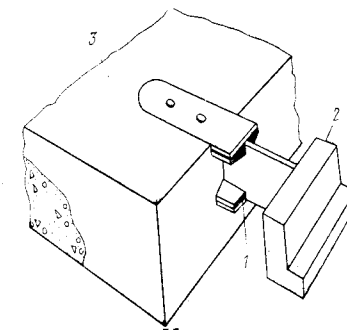
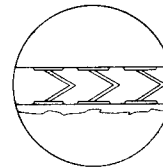


Рис. 8.18. Изоляция переплетов (Rosenblueth and Esteva, 1962)

1 — двутавр с частично срезанными полками; 2 — переплет; 3 — балка или плита

Рис. 8.17. Металлическое окаймление для защиты перегородок (Guergo y Torres, 1965)

1 — колонна; 2 — металлическое окаймление; 3 — балка; 4 — стена

Для этой цели могут также применяться крепления, подобные показанному на рис. 8.18. Широко используются мастики, сохраняющие пластичность и тем самым допускающие игру стекол в переплетах. Во всех случаях необходимо учитывать возможность силовых воздействий (сейсмических или ветровых) в направлении, перпендикулярном плоскости перегородки или окна.

Выдвигается еще одна причина для ограничения углов отклонения — необходимость уменьшения эксцентрицитетов вертикальной нагрузки, влияние которых добавляется к воздействиям от горизонтальных сил. Однако в таких случаях вместо ограничения углов отклонения предпочтительнее учесть влияние эксцентрицитетов при расчете (метод будет рассмотрен ниже).

В качестве третьей причины выдвигается соображение, что ограничение углов отклонения уменьшает эффект соударения примыкающих друг к другу зданий. Но, очевидно, в подобных случаях речь должна идти не об углах отклонения, а о размахе общих колебаний здания.

Последствия соударения могут быть незначительными, если оно происходит между участками поверхности зданий, не имеющими дорогостоящей облицовки, но могут оказаться и катастрофическими, если, например, при ударе выступающей плиты по одной или нескольким колоннам последние разрушаются. Решение о сохранении или пересмотре принятого проектного решения с точки зрения возможности соударения примыкающих зданий должно зависеть от ожидаемых последствий такого соударения.

Изменения, направленные на уменьшение вероятности соударения, состоят в повышении жесткости сооружений и увеличении зазора между ними. Повышение прочности в большинстве случаев не оказывает заметного влияния на вероятность соударения, поскольку максимальные перемещения относительно земли сравнительно мало зависят от нагрузки, соответствующей появлению текучести.

Другой путь состоит в уменьшении объема возможных повреждений при соударении без существенного изменения вероятности его возникновения.

Рис. 8.19 иллюстрирует решение такого типа.

В тех случаях, когда примыкающие друг к другу сооружения имеют близкие формы и периоды собственных колебаний, может оказаться целесообразным соединение сооружений между собой по типу, показанному на рис. 8.19, с тем, чтобы их колебания совпадали по фазе. Однако совпадения фаз колебаний редко удается добиться, а колебания соединенных между собой зданий, не совпадающие по фазе, приводят к особенно нежелательным последствиям, если не принимаются надлежащих мер для предотвращения соударений.

Соударение зданий, принадлежащих различным владельцам, представляет собой также и юридическую проблему. С точки зрения проектировщика, часто наиболее удобным является такое решение, при котором расстояния между зданием и граница участка весьма велики. В этом случае для возможности соударения зданий потребуется весьма сильное движение грунта.

Следует подчеркнуть, что расстояния должны измеряться до границы участка с тем, чтобы учесть возможность повреждения любых расположенных на примыкающих участках сооружений, как существующих, так и тех, которые могут быть возведены с соблюдением требуемых нормами разрывов между зданием и границей. Решая вопрос о необходимом зазоре между зданиями, следует принять во внимание также возможность наклона, связанного с неравномерностью осадок каждого из них.

В качестве доказательства необходимости ограничения углов отклонения приводится еще и тот довод, что такое ограничение уменьшает дискомфортность, а также чувство тревоги и паники у обитателей здания. Однако решающую роль в этом вопросе играют не углы отклонения, а общее движение перекрытий зда-

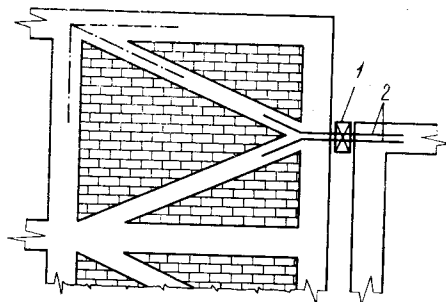


Рис. 8.19. Защита от соударений (Rosenblueth and Esteva, 1962)

1 — элемент из мягкой древесины; 2 — стальные элементы

ния. В подразд. 6.8 отмечалось, что максимальная абсолютная скорость движения перекрытий является основным фактором, который необходимо учитывать с точки зрения уменьшения психологического воздействия.

Однако по спектрам псевдоскоростей легче определить максимальную скорость относительно грунта. Преимуществом при ее использовании (по сравнению с максимальной абсолютной скоростью) является возможность учета того обстоятельства, что ограничения должны быть менее строгими при более сильных колебаниях самого грунта.

При вычислении углов отклонения и размаха общих колебаний полезно иметь в виду, что, определяя усилия на основе коэффициентов и расчетных спектров ускорений, приведенных в нормах, мы тем самым предполагаем довольно существенную роль неупругой работы сооружения. Как мы видели в гл. 5, в той области, которая представляет наибольший интерес при проектировании зданий, максимальные деформации рассчитываемой и «эквивалентной» линейной системы имеют одинаковый порядок, в то время как ускорения рассчитываемой системы составляют примерно $1/\mu$ часть ускорений «эквивалентной», где μ — коэффициент пластичности сооружения. Следовательно, деформации действительной системы равны умноженным на μ деформациям, которые мы находим из обычного упругого расчета и применяемых при этом напряжений.

Приближенно коэффициенты пластичности, из которых исходят нормы, равны 4—6 для рам, работающих на изгиб, а для других видов конструкций обратно пропорциональны коэффициентам сдвигающей силы у основания. Из этого, однако, не следует, что найденные обычными методами углы отклонения и размах общих колебаний должны умножаться на 4—6 для работающих на изгиб рам или на соответствующие коэффициенты пластичности для других конструкций. Указанные в нормах коэффициенты предназначены для расчета, целью которого является ограничение вероятности обрушения сооружений, в то время как при определении углов отклонения и размаха общих колебаний мы обычно имеем в виду далеко не столь серьезные

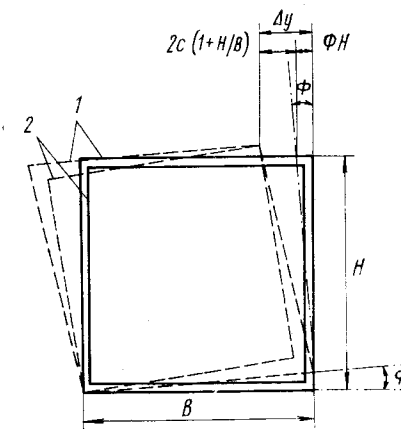


Рис. 8.20. Зазор между стеклом и переплетом (Bauvkamp and Meehan, 1960)

1 — переплет; 2 — стекло

виды разрушений. Тем не менее довольно существенное увеличение по сравнению с результатами обычного расчета вполне оправдано и в этом случае.

Общий угол отклонения для какого-либо этажа зависит от сдвиговых деформаций этого этажа, осевых деформаций перекрытий, деформаций общего изгиба здания (осевых деформаций колонн) и деформаций, связанных с поворотом фундамента. С точки зрения повреждений несущих элементов могут играть роль только первые два из указанных видов деформаций, причем осевыми деформациями перекрытий обычно можно пренебречь.

После того как расчетные углы отклонения установлены, размер зазоров между несущими конструкциями и перегородками или другими видами несущих элементов можно определить, добавляя к местным деформациям интересующих нас элементов значения их допусков по размеру (см. рис. 8.20). Требуемый зазор между оконным стеклом и переплетом можно определить из следующего выражения (Bouwkamp and Meehan, 1960):

$$\Delta y - \varphi H = 2c \left(1 + \frac{H}{B} \right), \quad (8.13)$$

где Δy — перемещение верха переплета относительно нижнего бруса оконной рамы; φ — угол поворота переплета; H — вертикальный размер переплета; B — горизонтальный размер переплета; c — зазор между стеклом и переплетом.

Это выражение получено из геометрических соображений и не учитывает жесткости мастики, а также неточностей при изготовлении оконной рамы и резке стекла.

В тех случаях, когда не применяется специальная мастика, сохраняющая пластичность, выражение (8.13) заменяется следующим:

$$\Delta y - \varphi H = 2c \left(1 + \frac{H}{B} \right) \left(0,36 - \frac{0,115B}{H} \right). \quad (8.14)$$

Подсчет общего размаха колебаний здания приведет к несколько завышенным результатам, если эта величина будет рассматриваться как сумма найденных (и соответствующим образом увеличенных) относительных перемещений между последовательными перекрытиями. При необходимости получения более точных результатов можно либо ввести понижающие коэффициенты, подобные рассмотренным выше для опрокидывающих моментов, либо обратиться к динамическому методу расчета.

Поскольку применение максимальной скорости относительно грунта является в данном случае довольно приближенным критерием, нет смысла использовать для оценки этой величины сложные методы. В области линейной работы сооружения можно оценить максимальную относительную скорость для каждой формы собственных колебаний с помощью спектра псевдоскоростей. После этого комбинация значений, соответствующих раз-

личным формам колебаний, может быть найдена так же, как и при других видах реакций.

Пусть T_{av} — период собственных колебаний, соответствующий пересечению участка максимальных ускорений и участка максимальных скоростей грунта на спектральной кривой, T_{vd} — то же, для пересечения участка скоростей и участка перемещений и T — основной период здания. При твердых грунтах можно, вообще говоря, полагать, что если $T < T_{av}$, то повышение жесткости приводит к уменьшению максимальной скорости движения перекрытий. Однако при очень малых периодах T реакция человека на ускорение, по-видимому, сильнее, чем на скорость, и поэтому уменьшение максимальной скорости не окажет в этом случае заметного влияния на психологический эффект. При $T > T_{vd}$ сильнее реакция на скорость, чем на ускорение. Если $T_{av} \leq T \leq T_{vd}$, то при данном коэффициенте пластичности влияние начальной жесткости на максимальную скорость перекрытий сравнительно невелико. Интересно, что если начальная жесткость не меняется, то с возрастанием коэффициента пластичности эта скорость имеет тенденцию к уменьшению, поскольку при этом величина спектрального ускорения снижается, в то время как максимальные перемещения относительно грунта не очень чувствительны к изменению коэффициента пластичности. Следовательно, в области, представляющей наибольший практический интерес, психологическое воздействие мало изменяется при изменении характеристик сооружения и даже имеет тенденцию к усилению при таких изменениях этих характеристик, которые приводят к улучшению работы сооружения с других точек зрения. Отсюда можно сделать вывод, что расчет, направленный на обязательное снижение психологического эффекта землетрясения, обычно не имеет оснований.

Очевидное исключение из этого правила относится к влиянию изоляции сооружения от грунта (см. подразд. 8.12) и влиянию усиленного затухания в области коротких и средних периодов колебаний. Изменение коэффициента внутреннего затухания достигается соответствующим выбором материала конструкций. Применение для этой цели специальных решений, подобных упомянутым выше элементам из пластичной стали между перегородками и конструкциями, заслуживает серьезного внимания.

На практике ограничение углов отклонения, имеющее целью уменьшение психологического эффекта, часто связано в большей мере с ветровыми, чем с сейсмическими нагрузками. С точки зрения ветровых воздействий увеличение жесткости является вполне надежным средством для ограничения размаха колебаний.

До сих пор речь шла о проектировании сооружений, расположенных на твердом грунте. Для зданий на слабых грунтах с отчетливо выраженными преобладающими периодами колебаний

вопрос о выборе жесткости может быть решающим. Рассмотрим, например, здание, у которого основной период колебаний совпадает с единственным преобладающим периодом колебаний грунта. Значительное повышение жесткости здания, очевидно, уменьшит амплитуду его колебаний и соответственно максимальную скорость движения перекрытий. Уменьшение жесткости приведет, по-видимому, к такому же результату, но в этом случае возникнет опасность возможного совпадения более высокого периода колебаний с преобладающим периодом колебаний грунта.

8.9. Общие методы расчета сооружений

Выбор метода расчета зависит от необходимой точности, степени регулярности рам, имеющейся вычислительной техники, а также и от личного предпочтения проектировщика.

Созданию методов статического расчета упругих рам, работающих на изгиб под действием горизонтальных сил, уделялось много внимания. Разработанные методы имеют различную степень точности. Портальный и консольный методы, дающие весьма грубую оценку распределения сил, редко оказываются полезными. Во многих случаях они приводят к недопустимым ошибкам и, кроме того, бесполезны с точки зрения оценки деформаций. Последнее относится также и к методу Баумана (Sutherland and Bowman, 1958), обладающему несколько большей точностью.

При высоких требованиях к точности могут быть использованы формулы Вильбура (Wilbur, 1934), метод множителей (Nogris and Wilbur, 1960) или иные методы, основанные на допущениях о зависимости между поворотами каких-либо групп узлов. Когда жесткость ригелей не слишком мала по сравнению с жесткостью колонн, а рама отличается достаточной регулярностью, эти методы дают при определении углов отклонения этажей ошибку менее 10%. Для изгибающих моментов в отдельных элементах ошибки оказываются намного значительнее, но с помощью, например, перераспределения моментов, эти ошибки могут быть уменьшены до такого же порядка, как при определении углов отклонения.

При малой жесткости ригелей по сравнению с колоннами можно ожидать весьма существенных ошибок у основания и у верха здания. Положение значительно улучшается при использовании взамен упомянутых выше методов таблиц (Blume, Newmark, and Corning, 1961), которые дают возможность определить положение точек перегиба в колоннах.

Описание ряда точных методов (точных с точки зрения характеристик моделей рассматриваемых рам) можно найти в работе Розенблюэта и Естева (1962).

Обследования некоторых поврежденных зданий показали, что второстепенные балки играют существенную роль в восприя-

тии горизонтальных нагрузок, по-видимому, значительно большую, чем это следует из элементарного расчета. Необходима разработка достаточно достоверных методов, отражающих влияние этих элементов на жесткость и прочность конструкции. Это относится также и к плитам. Нетрудно установить верхнюю и нижнюю границы такого влияния, но часто эти границы недостаточно близки друг к другу.

На основе испытаний моделей упругих плоских плит была получена (Khan and Sbarounis, 1964) эмпирическая формула для определения их эффективной ширины с точки зрения жесткости при поперечных нагрузках. Все еще отсутствуют достаточно точные методы, позволяющие учесть работу балочных перекрытий с настилом и других широко применяемых элементов зданий. Наиболее ярким примером конструкции, которая применяется почти в любом здании, но до сих пор не имеет удовлетворительного метода расчета, являются лестницы.

Деформации сдвига в элементах нетрудно учесть приближенным способом, изменяя коэффициенты распределения. Как мы видели, деформации сдвига в местах пересечения ригелей с колоннами могут быть значительными, но их учет не представляет затруднений.

Продольные деформации, особенно в колоннах, могут играть существенную роль. При использовании для их подсчета итерационных методов возникают значительные трудности, связанные со сложностью процесса. В этих случаях приходится искать более удачное решение либо следует обратиться к релаксационным методам, или использовать некоторые формы матричного анализа.

Машинные методы расчета рам, даже при очень высокой степени статической неопределимости, достигли такого совершенства, что практически могут удовлетворять любым требованиям точности (Clough, King, and Wilson, 1964; Tezcan, 1966; Muto, 1969). Единственным ограничением является недостаток наших знаний о той роли, которую играют плиты, второстепенные балки, лестницы и другие элементы, непосредственно не входящие в состав рамы, но повышающие ее жесткость.

Были разработаны также общие методы расчета «чисто каркасных» сооружений (состоящих только из стержней и арок), которые позволяют рассчитать как рамы, работающие на изгиб, так и каркасы с любыми видами связей, и учитывают все необходимые виды деформаций (см., в частности, Fenves, 1964). Для расчета каркасов с подкосными или крестовыми связями с помощью настольных вычислительных машин или логарифмической линейки были получены формулы, позволяющие учесть выпучивание сжатых связей и появление трещин в растянутых элементах (Rosenblueth and Esteva, 1962).

Расчет зданий с несущими стенами имеет свои особенности. В этом случае можно использовать машинные программы для

«чисто каркасных» сооружений, заменив стены системой стержней. При использовании настольных вычислительных машин основная трудность заключается в необходимости учета совместной работы стены с остальными стенами и с рамами, воспринимающими изгиб. Учет их совместной работы весьма важен, за исключением тех случаев, когда речь идет о невысоких жестких стенах. При очень гибких стенах пренебрежение совместной работой приводит к резкому завышению прогибов стены.

При расчете таких зданий обычно применяется итерационный процесс. Вначале мы исходим из условия, что в уровне каждого перекрытия определенная часть горизонтальной силы воспринимается несущими стенами, а оставшаяся часть — рамами. После этого задаемся таким распределением усилий и деформаций в соединительных элементах и рамах, которое соответствует принятому условию. Это позволяет найти обобщенные силы, стремящиеся уменьшить прогибы стены. Вычисляя затем новую форму линии прогибов стены, находим соответствующее ей новое распределение усилий и деформаций в соединительных элементах и рамах и т. д.

В тех случаях, когда жесткость стен не слишком мала по сравнению с жесткостью балок и рам, процесс сходится при любом начальном распределении сил между стенами и рамами. При более гибких стенах для сходимости процесса необходим определенный выбор начального распределения. Что касается очень гибких стен, то для обеспечения сходимости лучше всего рассматривать их как колонны.

Изложенные выше статические методы послужили основой для создания соответствующих методов динамического расчета (в линейной области). Статический расчет нелинейных систем может быть сведен к процессу последовательных приближений путем замены действительных кривых сила — перемещение отрезками прямых линий. Поэтому мы не останавливаемся на этом вопросе.

8.10. Учет вертикальных сил

Во многих случаях удобно применять простой приближенный метод учета вертикальных сил, разработанный Розенблюэтом (1965). Предположим, что угол отклонения этажа ψ ограничен либо нормами, либо требованиями установившейся практики, либо во избежание повреждения ненесущих элементов, или предположим, что мы установили величину этого угла с некоторым запасом исходя из предыдущего проектирования аналогичных зданий. Тогда можно написать:

$$M = (S + \psi W) H, \quad (8.15)$$

где M — общий момент этажа (сумма верхних и нижних моментов всех колонн этажа); S — сдвигающая сила, приложенная к этажу; W — сумма вертикальных сил, действующих на рассматриваемый этаж; H — высота этажа.

Какой бы метод ни был применен для расчета на действие приложенного к этажу момента HS (без учета вертикальных сил), он может быть использован также и для расчета на действие общего момента M , что позволит установить верхнюю границу при совместном действии горизонтальных и вертикальных сил.

Если мы примем, что обозначения в уравнении (8.15) относятся к элементам, лежащим в какой-либо одной вертикальной плоскости, то, принимая для различных точек рассматриваемого этажа разные значения ψ , можно учесть совместно с вертикальными силами также кручение этажа и деформацию перекрытий.

Произведя расчет сооружения на действие общих моментов этажей M , можно найти более точные значения ψ для каждого этажа и каждой рамы. Это дает нам возможность убедиться, что мы не превысили допустимых значений, что предварительная оценка ψ не была занижена и в то же время не имеет чрезмерного запаса. Если это необходимо, найденные более точные значения ψ могут быть использованы для дальнейших итераций, с помощью которых оценка углов отклонения будет последовательно улучшаться.

Сравнение значений S и ψW позволяет либо еще до начала вычислений, либо после первого цикла судить о том, не приводит ли этот достаточно осторожный метод к чрезмерному запасу. Можно убедиться, что последнее редко имеет место, если подставить в уравнение (8.15) характерные значения входящих в него величин. Отношение S/W обычно имеет порядок 0,05 — 0,2, а величина ψ редко превышает 0,01 (после умножения результатов обычного расчета на соответствующий коэффициент пластичности). Следовательно, отношение $\psi W/S$ составляет примерно 5% и редко более 20%, и поэтому максимально возможная ошибка при определении M намного меньше. Такую погрешность, как правило, можно считать допустимой. Это избавляет от необходимости использования итерационного процесса или других более сложных методов расчета.

Изложенный метод неприменим, если решающими оказываются вопросы устойчивости, что характерно для весьма гибких сооружений. Для одноэтажных зданий может быть использован приближенный метод, рассмотренный в подразд. 5.3.9.

8.11. Расчет фундаментов

Расчет фундаментов на совместное действие вертикальной нагрузки и опрокидывающих моментов обычно не представляет затруднений, хотя при этом и возникает ряд специфических проблем. Например, может потребоваться рассмотрение таких вопросов, как использование балласта для предотвращения отрыва одной из сторон фундамента от грунта или устройство свайного основания со сваями, работающими на растяжение

(для той же цели), или применение фундамента, размеры которого превышают размеры здания в плане, с целью уменьшения давления на грунт.

Исходные предпосылки расчета в принципе не отличаются от применяемых при расчете на действие только вертикальных нагрузок, за исключением трех существенных вопросов: скорости нагружения, повторного характера нагрузок и выбора коэффициентов нагрузок, быть может, различных для горизонтальных и вертикальных сил, необходимых для ограничения вероятности опрокидывания (или наклона) здания.

Серьезной расчетной проблемой является предотвращение горизонтальных перемещений различных фундаментов по отношению друг к другу. Единственное, что может быть рекомендовано по этому вопросу в настоящее время,— это установление твердых правил. В случае несвязных грунтов из-за тенденции отдельных расширяющихся книзу фундаментов к взаимным горизонтальным перемещениям требуется применение специальных конструктивных элементов, расположенных на уровне фундаментов и способных воспринимать как растяжение, так и сжатие. Это дает возможность предотвратить повреждения в надземной части здания. Некоторые нормы устанавливают величину расчетной продольной силы для этих элементов в размере 10% от большей из вертикальных сил, действующих на фундаменты, которые они связывают. Поскольку из двух фундаментов менее нагруженный должен перемещаться подобно более нагруженному, а не наоборот, продольная сила в связи должна, очевидно, быть во всяком случае меньше вертикальной силы, действующей на менее нагруженный фундамент.

При связных грунтах рассмотренное явление маловероятно, и обычно связи между фундаментами не требуются. Однако при определенных условиях существует опасность образования трещин в грунте. Чтобы уменьшить вероятность возникновения трещин под зданием, в таких случаях желательно применять связевые балки или другие элементы, воспринимающие растяжение. Необходимая площадь растянутых элементов, по существу, не зависит от передаваемых на грунт вертикальных нагрузок, даже если грунт имеет значительный угол внутреннего трения. Это обстоятельство, на первый взгляд парадоксальное, связано с назначением растянутых элементов. Их роль состоит не в сохранении несущей способности фундаментов при вызванных трещинами горизонтальных перемещениях грунта, расположенного непосредственно под этими фундаментами, а в изменении направления трещин в окружающем грунте с тем, чтобы они не попали в пределы сооружения. По этой же причине необходимое усилие в растянутых элементах может составлять лишь небольшую часть той растягивающей силы, которую способен воспринять грунт до появления трещин. Эта величина является также возрастающей функцией изменчивос-

ти сопротивления грунта растяжению в направлении элементов усиления. Авторам неизвестны удовлетворительные методы, позволяющие установить площадь растянутых элементов, необходимую для того, чтобы изменить направление трещин.

8.12. Выбор конструктивного решения

Выбор оптимального конструктивного решения диктуется экономическими и архитектурными соображениями и зависит, конечно, от сейсмичности района.

Материалы значительно отличаются друг от друга с точки зрения работы при повторных знакопеременных нагрузках. Тем не менее, выбирая материалы, обладающие с этой точки зрения худшими качествами, но обеспечивая при этом больший запас прочности, можно иногда уменьшить начальные капиталовложения без существенного повышения ожидаемых убытков от разрушения. С другой стороны, требования архитектурной выразительности могут привести к выбору материалов более высокого качества. Чисто экономические доводы в пользу того или иного материала, даже подкрепленные результатами испытаний, не должны целиком определять решение вопроса.

Конструктивное решение, оптимальное для здания, возводимого в обычных условиях, может оказаться не только не оптимальным, но даже неприемлемым при сильных сейсмических воздействиях. Например, при проектировании высокого здания в условиях умеренной сейсмичности архитектурные требования могут привести инженера к выбору междуэтажных перекрытий небольшой толщины, допустим, из плоских плит. Но если проектируемое здание предназначено для района с высокой сейсмичностью, то инженер попытается переубедить архитектора. В противном случае здание окажется весьма гибким и потребуются большие зазоры между конструкцией и несущими элементами. При отсутствии таких зазоров появятся трещины в стенах и потребуются значительные разрывы между зданием и границами участка. Колонны в первых нескольких этажах будут очень мощными, поскольку их нижняя точка перегиба может оказаться на расстоянии двух—трех этажей от земли. Помимо этого, эффект от действия вертикальных сил намного увеличит моменты от горизонтальных сил. Понадобятся также специальные приспособления для защиты окон, трубопроводов и т. д.

Менее очевидная зависимость оптимального решения от расчетной сейсмичности района связана с вопросом о концентрации жесткостей. Рассмотрим раму с жесткими узлами, показанную на рис. 8.2, а. При проектировании этого здания для обычного (несейсмического) района вряд ли возникнет вопрос о постановке крестовых связей, если не считать необходимости восприятия ветровых нагрузок и обеспечения общей устойчивости.

Если речь идет о районе с невысокой сейсмичностью, то вполне приемлемым окажется расположение связей по рис. 8.21, *б*, тем более, что из-за архитектурных соображений выбор иного решения может быть затруднительным. Конечно, при

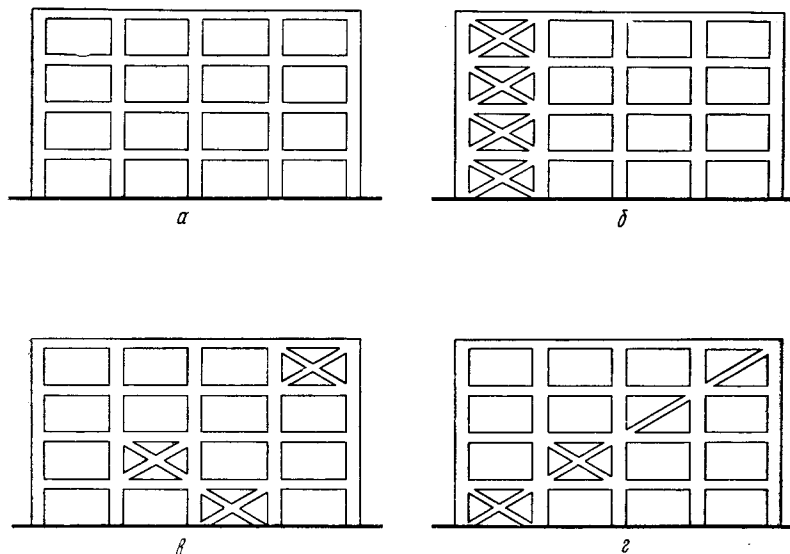


Рис. 8.21. Различные конструктивные решения при рамах с крестовыми связями и без них

а — для несейсмических районов или при очень высокой сейсмичности; *б* — при невысокой сейсмичности; *в* и *г* — при умеренной и высокой сейсмичности

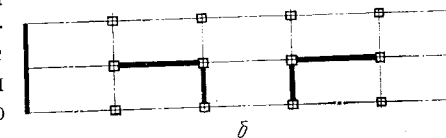
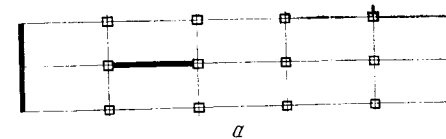
этом в колоннах, примыкающих к связям, возникнут соответственно растяжение и сжатие, вызванные опрокидывающим моментом. Однако дополнительное сжатие будет невелико по сравнению с напряжениями от вертикальных нагрузок и может даже не повлиять на сечения колонн, а растяжение вряд ли превзойдет сжатие, вызванное этими нагрузками.

Если здание рассчитывается на сильные сейсмические воздействия, то высказанные соображения будут неприменимы и более целесообразным окажется расположение крестовых связей в соответствии с рис. 8.21, *в* или 8.21, *г*, что позволит передать опрокидывающий момент на большее число колонн и одновременно увеличить плечо внутренней пары. При этом улучшатся условия работы фундаментов, возрастет жесткость здания и, возможно, отпадет необходимость в специальной защите несущих элементов.

При расчете на действие землетрясений еще большей интенсивности может оказаться целесообразным полный отказ от связей и возвращение к решению по рис. 8.21, *а*. Такой выбор

Рис. 8.22. Два варианта расположения стен (в плане)

а — при невысокой сейсмичности и небольшой высоте здания; *б* — при высокой сейсмичности или более значительной высоте здания



может быть продиктован тем, что расположение связей по рис. 8.21, *в* или 8.21, *г* не отвечает архитектурным требованиям, а решение по рис. 8.21, *б* при высокой сейсмичности весьма нежелательно. Этот выбор может быть также связан с необходимостью повышения пластичности при таких условиях и со значительным утяжелением связей и их креплений.

В качестве второго примера рассмотрим здание, план которого показан на рис. 8.22, *а*. Если отношение высоты здания к меньшему размеру плана невелико или невелика расчетная интенсивность, то показанное на этом рисунке расположение стен можно считать правильным. В этом случае мы должны учесть деформации перекрытий в их плоскости и в соответствии с этим рассчитать как перекрытия, так и поперечные рамы. Если же здание обладает значительной гибкостью и предназначено для района с высокой сейсмичностью, то такое расположение стен будет нежелательным. Передача опрокидывающего момента почти полностью на крайние поперечные стены вызовет в этом случае затруднения при проектировании фундаментов (ввиду возможного отрыва фундамента и высоких напряжений в грунте) и угловых колонн, которые должны будут воспринять значительное продольное растяжение и сжатие. Более предпочтительное решение показано на рис. 8.24, *б*, где поперечные стены распределены по всей длине здания. В тех случаях, когда такое решение противоречит архитектурным требованиям или речь идет об очень гибком здании, предназначенном для района с весьма высокой сейсмичностью, более рациональным может оказаться полный отказ от поперечных стен.

Необходимость уменьшения вертикальных усилий, вызванных действием опрокидывающих моментов, а также архитектурные требования часто приводят к различному расположению поперечных стен или крестовых связей в различных этажах: связи или стены располагаются в разных пролетах или разных вертикальных плоскостях.

Повышение горизонтальной жесткости и уменьшение вертикальных сил вполне компенсируют те дополнительные напря-

жения в перекрытиях, которые возникают при их работе как горизонтальных диафрагм и как составной части системы поперечных стен или крестовых связей.

Рис. 8.23 иллюстрирует случай, когда выбор решения зависит от интенсивности сейсмического воздействия, на которое должно быть рассчитано здание. Предположим, что архитектурные требования не препятствуют расположению колонн по рис. 8.23, а. Если не ожидается значительных горизонтальных нагрузок или длина здания сравнительно невелика, то при железобетонном каркасе показанное на этом рисунке решение будет, по-видимому, наиболее экономичным. В этом случае мы

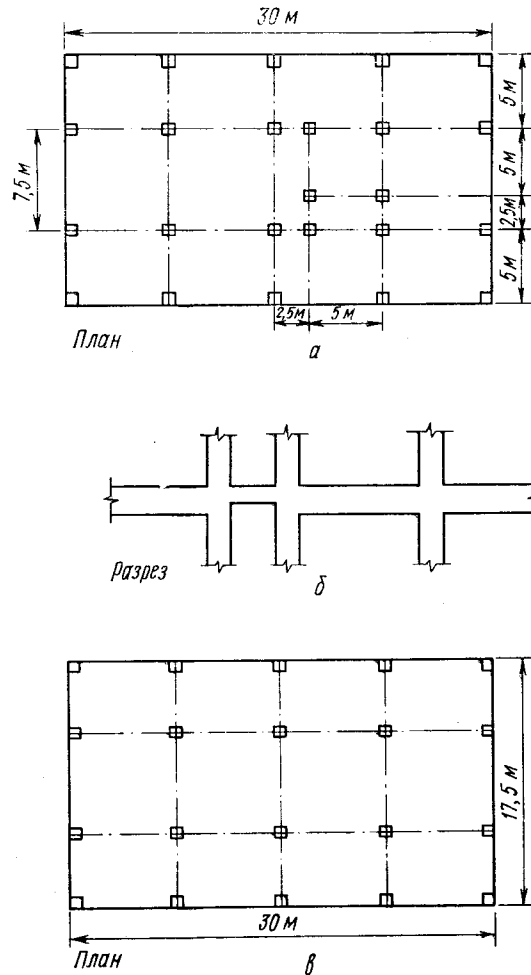


Рис. 8.23. Различные конструктивные решения для зданий с неравными пролетами

читываем работу дополнительных колонн и принимаем высоту стоек постоянной для всего здания. Для зданий относительно небольшой высоты и умеренной интенсивности сейсмических воздействий более предпочтительно — как при железобетонном, так и при стальном каркасе — принять переменную высоту рядов (рис. 8.23, б). Это позволяет избежать концентрации изгибающих моментов и поперечных сил в коротких пролетах и примыкающих к ним элементах. Наконец, при большой высоте здания и высокой сейсмичности наилучшим окажется решение без промежуточных колонн, приводящих к неравным пролетам (рис. 8.23, в).

В современном строительстве применяется ряд конструктивных узлов и деталей, для которых все еще нет удовлетворительных методов расчета. Характерным, в частности, является эксцентричное по отношению к колоннам расположение балок — как железобетонных, так и стальных (рис. 8.24). Примеры локального разрушения таких соединений при землетрясениях довольно многочисленны (Rosenblueth, Marsal, and Hiriart, 1958), что указывает на необходимость правильного учета эксцентриситета балок.

Некоторые конструктивные решения в железобетоне, применение которых вполне целесообразно для зданий определенных типов, требуют иногда для нескольких элементов очень высоких коэффициентов пластичности. Это может иметь место также при совместном применении рам и поперечных стен. При таких решениях требуется очень высокая пластичность балок, непосредственно связанных со стенами в их плоскости. Если речь идет о железобетонных балках, то необходимо ограничение их деформаций путем установки достаточно часто расположенной поперечной арматуры и продуманного конструирования. Возможна также замена таких балок металлическими. Если приняты железобетонные балки, то целесообразно их скрытое расположение с тем, чтобы участки со значительными деформациями, где во время сильных землетрясений возможно раскалывание бетона, не просматривались. При стальных балках и значительной продолжительности ожидаемых землетрясений может потребоваться установка ребер жесткости на участках вблизи опор с тем, чтобы предотвратить разрушение от повторных нагрузок (разрушение такого типа описано в подразд. 6.6.2).

Другим примером являются лестничные марши. Во многих случаях целесообразна их замена стальными элементами, несущими ступени заводского изготовления.

Во многих нормах сохранилось устарелое требование, происхождение и смысл которого трудно понять. Речь идет о требовании, чтобы при проектировании здания обеспечивалось его «перемещение как единого целого». Можно предполагать, что имеется в виду устройство горизонтальных диафрагм, обес-

печивающих совместность деформаций. Часто в нормах содержится также требование об устройстве конструктивных швов — в основном температурных — в зданиях со сложным планом с тем, чтобы они оказались разделенными на прямоугольные блоки.

При расчете горизонтальных диафрагм действующие на них силы должны, конечно, учитываться совместно с усилиями в

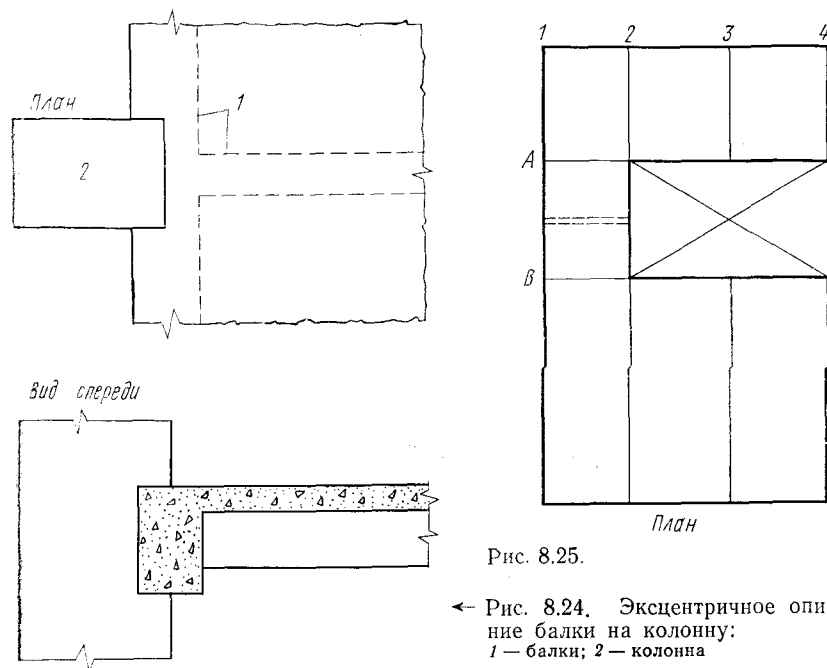


Рис. 8.25.

← Рис. 8.24. Эксцентричное опирание балки на колонну:
1 — балки; 2 — колонна

вертикальных элементах. Такой расчет часто приводит нас к выводу, что разбивка здания на отдельные прямоугольные блоки экономически нецелесообразна. Решение должно приниматься на основе сопоставления различных вариантов. При этом оптимальный выбор, как и ранее, будет зависеть от той интенсивности землетрясений, которой здание должно противостоять без серьезных повреждений.

Например, при небольших горизонтальных нагрузках усилия в элементах узкой части здания (в пределах осей А—В и 1—2, рис. 8.25) будут относительно невелики. Однако уже при умеренных сейсмических воздействиях горизонтальный изгиб становится весьма значительным, что требует установки в каждом перекрытии дополнительной балки вдоль оси 4 (в осях А—В). При еще большей расчетной интенсивности установка дополнительных балок окажется, по-видимому, нецелесообразной, но потребуются устройство достаточно широкого деформационного шва в пределах между осями А—В (пунктирные линии на рис. 8.25) с примыкающими к нему консольными участками перекрытий.

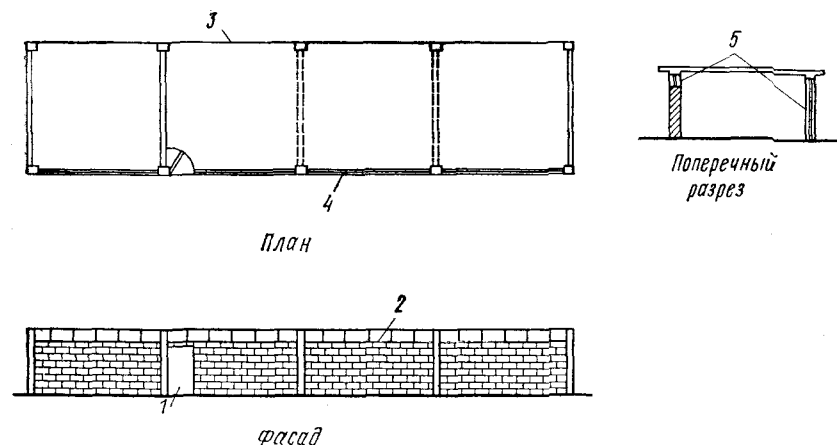


Рис. 8.26. Характерное решение школьного здания в странах с тропическим климатом

1 — дверь; 2 — переплеты остекления; 3 — остекление по всей высоте здания; 4 — небольшие высоко расположенные окна для вентиляции; 5 — окна

ционного шва в пределах между осями А—В (пунктирные линии на рис. 8.25) с примыкающими к нему консольными участками перекрытий.

На рис. 8.26 приведено распространенное решение одно- и двухэтажных школьных зданий для тропических и субтропических районов. При малой вероятности сильных землетрясений такое решение вполне рационально вследствие его функциональных преимуществ. Однако оно вряд ли приемлемо в тех случаях, когда возможны значительные сейсмические воздействия вдоль здания. Один из недостатков, в частности, связан с тем, что различная жесткость конструкций по осям А и В приводит к закручиванию, которому препятствуют несущие стены и перегородки, обычно весьма прочные и жесткие. Но главными недостатками зданий такого типа являются следующие: во-первых, конструкции оси В практически полностью воспримут действующую на здание продольную силу, поскольку жесткость здания по оси В намного превышает жесткость по оси А; во-вторых, сопротивление этих колонн поперечной силе окажется намного меньше, чем сопротивление изгибу, если при расчете колонн по оси В не были специально предусмотрены весьма высокие значения расчетных поперечных сил. Поэтому можно ожидать, что они разрушатся именно от действия поперечных сил, и, следовательно, пластичность будет нежелательно низкой; в-третьих, повышенная жесткость в продольном направлении (по сравнению с решением, при котором стеновое заполнение не участвует в сопротивлении горизонтальным движениям) приводит для зданий такого типа, расположенных на твердых грунтах, к значительно большему спектральным уско-

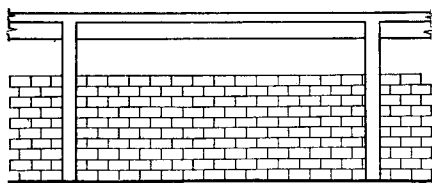


Рис. 8.27. Перегородка, не доведенная до верха, для обеспечения вентиляции в условиях жаркого климата

рениям. При сильных землетрясениях разрушение колонн по оси *В* от скалывания практически неизбежно. В литературе приводится множество примеров такого вида разрушения (Rosenblueth and Prince, 1965). Последствия таких разрушений особенно серьезны, так как школы обычно относятся к этому типу зданий. Между тем издержки, связанные с предотвращением такого вида разрушения (путем обеспечения горизонтальных перемещений стенового заполнения независимо от перемещений каркаса), весьма невелики.

Аналогичное положение возникает в условиях жаркого климата, если для обеспечения сквозной вентиляции продольные перегородки не доводятся до плит покрытия (рис. 8.27). Примеры разрушения колонн, между которыми расположены такие перегородки, особенно многочисленны (Esteve and Nieto, 1967; Esteve, Rascón, and Gutierrez, 1969).

Обычно это связано с тем, что, принимая желаемое за действительное, мы рассматриваем при расчете некоторые конструкции (в данном случае стеновое заполнение или внутренние перегородки) как несущие и считаем, что они не будут участвовать в работе здания на сейсмические воздействия. Появление значительных диагональных трещин в углах некоторых рам, обрамляющих стены из неармированной кладки, связано с ошибками такого же рода.

Можно привести множество примеров, показывающих, что при выборе оптимального конструктивного решения догматический подход недопустим. Такие факторы, как региональная сейсмичность, местные грунтовые условия, экономика района строительства и архитектурные требования, могут в каждом конкретном случае определить выбор решения, которое оказалось бы, вероятно, неприемлемым при иных условиях.

Необходим определенный опыт и непредвзятость для правильной оценки таких понятий, как «высокий», «гибкий», «сильный», которые в нашем изложении применялись с известной степенью неопределенности. Смысл этих понятий может изменяться в каждом конкретном случае. Не имея такого опыта, нельзя правильно оценить наиболее уязвимые места некоторых конструктивных решений, которые на первый взгляд могут показаться безупречными. Это относится, например, к соединениям балок с несущими стенами. Опытный инженер, выбирая систему связей, примет во внимание не только повышение пластичности, которое обеспечивается при крестовых связях (за счет уменьшения жесткости), но и обусловленные этим типом

связей затруднения при конструировании узловых соединений, и охотнее остановится на подкосной системе (рис. 8.28, *а* и *б*).
Внимание исследователей было направлено на разработку таких решений, которые позволили бы резко снизить усилия от сейсмических нагрузок по всему сооружению (см. Matsushita and Izumi, 1969). Первая попытка относилась к схеме, которую принято называть «гибким первым этажом». (Green, 1935). Предполагалось, что достаточно гибкая конструкция первого этажа резко увеличит период собственных колебаний здания и это приведет к такому значительному уменьшению сдвигающей

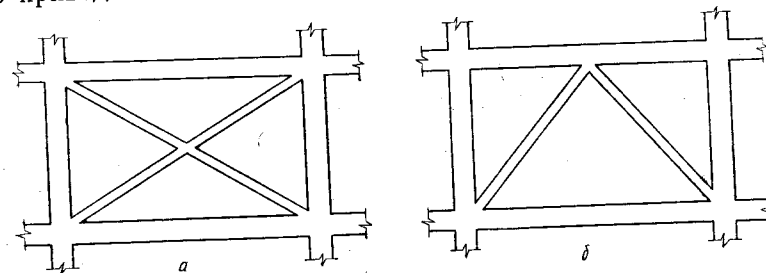


Рис. 8.28. Два типа связей
а — крестовые; *б* — подкосные

силы у основания, а следовательно, и снижению напряжений во всех вышележащих конструкциях, которого нельзя добиться при обычных решениях. При этом можно ожидать существенного экономического эффекта. Для предотвращения чрезмерных колебаний здания при действии ветровых и небольших сейсмических нагрузок предлагалось введение элементов, работающих по принципу «плавкого предохранителя», например перегородок из пустотелого кирпича невысокой прочности. Эти элементы должны разрушаться при сильном толчке.

Био (Biot, 1943) показал, что для достижения заметного эффекта в верхних этажах необходима практически неприемлемая гибкость первого. Например, при десятикратном увеличении гибкости первого этажа в 20-этажном здании напряжения в вышележащих конструкциях снизятся не более чем на 30%. Эффективность этого решения окажется еще более низкой, если учесть, что большие горизонтальные перемещения первого этажа значительно увеличивают моменты от вертикальных нагрузок.

Более практичный вариант того же решения был предложен позднее (Matsushita and Izumi, 1965). В этом варианте колонны подвала выполняются полыми и имеют значительную жесткость. Внутри этих колонн располагаются основные (очень гибкие) колонны здания, воспринимающие нагрузку от всех вышележащих конструкций. При этом нетрудно ограничить переме-

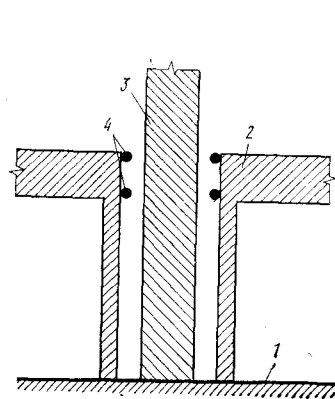


Рис. 8.29. Применение пустотелых колонн подвала (Matsushita and Izumi, 1965)

1 — фундамент; 2 — перекрытие над подвалом; 3 — колонна вышележащих этажей; 4 — амортизаторы

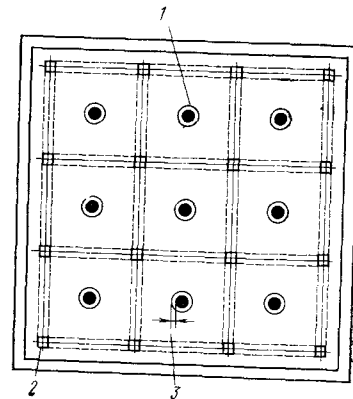


Рис. 8.30. Применение двойной системы колонн (Matsushita and Izumi, 1965)

1 — колонны по всей высоте здания; 2 — колонны в пределах подвала, только до перекрытия; 3 — зазор для колонн верхних этажей

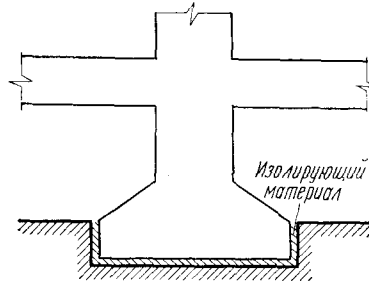


Рис. 8.31. Применение резиновых подкладок для частичной изоляции от сейсмических воздействий (Yoshi, 1960)

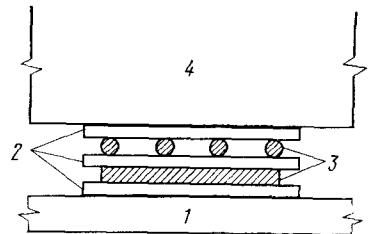


Рис. 8.32. Применение катков для изоляции от сейсмических воздействий (Gonzalez — Flores, 1964)

1 — фундамент; 2 — прокладки; 3 — катки; 4 — балка

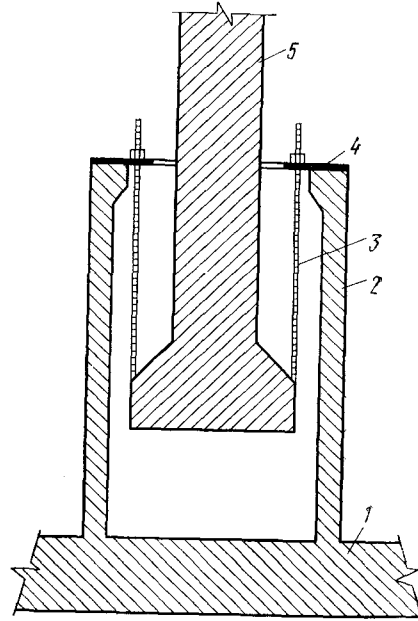


Рис. 8.33. Подвесные опоры (Garza — Tamez, 1968)

1 — фундамент; 2 — стена; 3 — подвесная опора; 4 — пластинка; 5 — колонна здания

щения перекрытия над подвалом, что приводит к билинейной работе системы (рис. 8.29). Другой вариант такого же типа показан на рис. 8.30. Несмотря на некоторые преимущества, все эти варианты не решают вопроса о возрастании моментов по этажам в гибких колоннах.

Имеются аналогичные предложения, основанные на использовании податливых прокладок под колоннами подвала или нижнего этажа (рис. 8.31; Joshi, 1960), либо катков (рис. 8.32, González-Flores, 1964), либо подвесных опор (рис. 8.33, Garza — Tamez, 1968). Некоторые из этих решений запатентованы. Последние два были предложены для применения совместно с демпферами, целью которых является уменьшение прогибов. Насколько известно авторам, ни один из этих вариантов не нашел значительного применения¹.

8.13. «Синтетический» метод проектирования

Весьма перспективным для проектирования сейсмостойких сооружений является синтетический метод (проектирование непосредственно по исходным данным). В этом направлении было предложено по крайней мере два метода. Один из них заключается в том, что исходя из допустимых углов отклонения этажей составляется программа расчета на ЭВМ многоэтажного здания и с ее помощью методом итераций подбираются такие жесткости этажей, при которых огибающая эпюра углов отклонения для определенной группы записанных землетрясений точно совпадает с эпюрой допустимых отклонений (Matsushita and Izumi, 1965). Этот метод применялся пока только в области линейной работы сооружений.

Второй метод относится к одноэтажным железобетонным зданиям. По заданному расчетному спектру, массе здания, его высоте, допускаемым углам отклонения, коэффициенту пластичности, прочности бетона и пределу текучести арматуры этот метод позволяет с помощью соответствующих графиков непосредственно найти необходимые сечения колонн и площадь арматуры (Borges, 1965).

¹ Некоторые системы сейсмозащиты, направленные на снижение сейсмической нагрузки, уже нашли практическое применение в СССР, например системы с выключающимися связями. (Прим. науч. ред.).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Abramson, H. N., 1963, "Dynamic Behavior of Liquid in Moving Containers," *App. Mech. Rev.*, 16(7), 501—6.
- Aitken, A. C., 1937, "The Evaluation of the Latent Roots and Latent Vectors of a Matrix", *Proc. Royal Soc. Edinburgh*, 62, 269—304.
- Aki, K., 1963, "Some Problems in Statistical Seismology", *Zisin*, 8 (1956), 205—208, translated by A. S. Furimoto, Hawaii, 1963.
- Alford, J. L., G. W. Housner, and R. R. Martel, 1951, "Spectrum Analysis of Strong-Motion Earthquakes," *Earthq. Engrg. Res. Lab.* (rev. ed., 1964), Pasadena: California Institute of Technology.
- Allen, C. R., P. St. Amand, C. F. Richter, and J. M. Nordquist, 1965, "Relationship Between Seismicity and Geologic Structure in the Southern California Region," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 55(4), 753—97.
- Ambraseys, N. N., 1957, "Seismic Hydrodynamics and Wave Generation in Reservoirs," *Proc. Ass. Internatl. Rech. Hydrauliques*, 7, D19.1—D19.9.
- , 1958, "The Seismic Stability of Earth Dams," doctoral thesis, University of London.
- , 1959, "A Note on the Response of an Elastic Overburden of Varying Rigidity to an Arbitrary Ground Motion," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 49(3), 211—20.
- , 1960a, "On the Seismic Behavior of Earth Dams," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 331—58.
- , 1960b, "The Seismic Stability of Earth Dams," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 1345—63.
- , 1962, "The Seismic Stability Analysis of Earth Dams," *Proc. Second Symp. Earthq. Engrg.*, Roorke, India, 11—21.
- , 1964, "The Skopje Earthquake of July 26, 1963," *Skopje Internatl. Seminar Earthq. Engr.*, Skopje, Yugoslavia.
- , 1965, discussion of J. Takeda and H. Tachikawa, "Mechanical Properties of Sand Subjected to Dynamic Load by Shallow Footings," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 1.195.
- , 1969, "Maximum Intensity of Ground Movements, Caused by Faulting," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, A-2, 154—71.
- Amin, M., H. S. Ts'ao, and A. H.-S. Ang, 1969, "Significance of Nonstationarity of Earthquake Motions," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, A—1, 97—114.
- Anderson, A. W., J. A. Blume, H. J. Degenkolb, H. B. Hammill, E. M. Knappik, H. L. Marchand, H. C. Powers, J. E. Rinne, G. A. Sedgwick, and H. O. Sjöberg, 1952, "Lateral Forces of Earthquake and Wind," *Trans. ASCE*, 117, 716—54; 755—80.
- Ang, A. H.-S., 1966, "Numerical Approach of Wave Motions in Nonlinear Solid Media", *Proc. Conf. Matrix Methods in Structural Mechs.*, Wright-Patterson Air Force Base, Dayton, Ohio, 759—78.
- Ang, A. H.-S., and M. Amin, 1968, "Reliability of Structures and Structural Systems, *Proc. ASCE*, 94(EM2), 671—91.
- , 1969, "Safety Factors and Probability in Structural Design," *Proc. ASCE*, 95(ST7), 1389—1405.
- Ang, A. H.-S., and J. H. Rainer, 1964, "Model for Wave Motions in Axisymmetric Solids," *Proc. ASCE*, 90(EM2), 195—223.
- Argyris, J. M., 1965, "Continua and Discontinua," *Conf. Matrix Methods Structural Mechs.*, Wright-Patterson Air Force Base, Dayton, Ohio, 11—189.
- Arias, A., and R. Husid, 1962a, "Fórmula Empírica para el Cálculo del Período Propio de Vibración de Edificios de Hormigón Armado con Muros de Rigidez," *Rev. IDIEM*, 1(1), 1—11.
- , 1962b, "Influencia del Amortiguamiento sobre la Respuesta de Estructuras Sometidas a Temblor," *Rev. IDIEM*, 1(3), 219—28.
- Arias, A., R. Husid, and M. Baeza, 1963, "Períodos de Vibración de Edificios Chilenos de Hormigón Armado," *Primeras Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, 2, B3.9, 1—13.
- Arias, A. and L. Petit-Laurent, 1963, "Funciones de Autocorrelación y Densidades de Potencia de Acelerogramas de Movimientos Fuertes," *Primeras Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, 1, B1.4, 1—25.
- Arias, S., V. Arze, and J. Bauza, 1969, "Repairs on Power House and Boiler Support Structure Damaged by 1965 Earthquake, Ventanas 115 MW Steam Electric Station (Chile)," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, B—6, 31—45.
- Arnold, P., P. F. Adams, and L.-W. Lu, 1966, "The Effect of Instability on the Cyclic Behavior of a Frame," *Proc. Internatl. Symp. Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM-Inst. Ing., 4.
- Arnold, R. N., G. N. Bycroft, and G. B. Warburton, 1955, "Forced Vibrations of a Body on an Infinite Elastic Solid," *Journ. App. Mech.*, 22(3), 391—400.
- Arze, E., 1969, "Seismic Failure and Repair of an Elevated Water Tank", *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, B—6, 57—69.
- Asano, S., 1960, "Reflection and Refraction of Elastic Waves at a Corrugated Boundary Surface. Part 1; The Case of Incidence of SH Waves," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, University of Tokyo, 38, 117—97.
- , 1961, "Reflection and Refraction of Elastic Waves at a Corrugated Boundary Surface. Part 2," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, University of Tokyo, 39, 367—466.
- Backer, S., 1966, "Fibrous Materials," in *Mechanical Behavior of Materials*, F. A. McClintock and A. S. Argon, eds., Reading, Mass.: Addison-Wesley Publishing Co., Inc., Chap. 21.
- Baker, J. F., M. R. Horne, and J. Heyman, 1956, *The Steel Skeleton*, vol. 2; Cambridge: Cambridge University Press.
- Barazangi, M. and J. Dorman, 1969, "World Seismicity Maps Compiled from ESSA, Coast and Geodetic Survey, Epicenter Data, 1961—1967," *Bull. Seism. Soc. of Am.*, 59, 1, 369—80.
- Barkan, D. D., 1962, *Dynamics of Bases and Foundations*, New York: McGraw-Hill Book Co., Inc.
- Barlow, R. E., and F. Proschan, 1965, *Mathematical Theory of Reliability*, New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Baron, M. K., 1966, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams at Points of Bar Cutoff," *Proc. ACI*, 63(1), 127—34.
- Barstein, M. F., 1960, "Application of Probability Methods for Design. The Effect of Seismic Forces on Engineering Structures," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 1467—82.
- Battelle Memorial Institute, 1949, *Prevention of the Failure of Metals Under Repeated Stress*, New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Bazant, Z., 1965, "Stability of Saturated Sand During Earthquake," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 1.6—21.
- Benjamin, J. R., 1969, "Variability Analysis of Shear Wall Structures," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, B—3, 45—52.
- Benjamin, J. R., and H. A. Williams, 1958, "The Behavior of One-Story Brick Shear Walls," *Proc. ASCE*, 84(ST4), 1723—30.
- , 1959, "Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls," *Trans. ASCE*, 124, 669—708.
- Bennett, J. R., 1965, "Earthquake Insurance in New Zealand," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 4.23—32.
- Berg, G. V., 1962, "Finding System Properties from Experimentally Observed Modes of Vibration", *Proc. First Argentine Conf. Earthq. Engrg.*, San Juan, Argentina.
- , 1963, "A Study of Error in Response Spectrum Analysis", *Primeras Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, B1.3, 1—11.
- Berg, G. V., Y. C. Das, K. Gokhale, and A. V. Setlur, 1969, "The Koyana, India Earthquakes," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, J—2, 44—57.

- Berg, G. V., and G. W. Housner, 1961, "Integrated Velocity and Displacement of Strong Earthquake Ground Motion," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 51(2), 175—89.
- Bertero, V. V., 1969, "Seismic Behavior of Steel Beam-to-Column Connection Subassemblages," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, B—3, 31—44.
- Bertero, V. V., and B. Bresler, 1969, "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Framed Structures," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B—2, 109—24.
- Bertero, V. V., G. McClure, and E. P. Popov, 1962, "Behavior of Reinforced Concrete Frames Subjected to Repeated Reversible Loads," *Structures and Materials Research, Series 100*, Dept. of Civ. Engrg., University of California, Berkeley, 18.
- Bertero, V. V., and E. P. Popov, 1965, "Effect of Large Alternating Strains of Steel Beams," *Proc. ASCE*, 91(ST1), 1—12.
- Bielak, J., 1966, "Dynamic Response of Single-Degree-of-Freedom Bilinear System," master's thesis, Rice University, Houston, Texas.
- , 1969, "Base Moment for a Class of Linear Systems," *Proc. ASCE*, 95, EM5, 1053—62.
- Binder, R. W., and W. T. Wheeler, 1960, "Building Code Provision for Aseismic Design," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 1843—75.
- Biot, M., 1941, "A Mechanical Analyzer for the Prediction of Earthquake Stresses," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 31, 151—71.
- , 1943, "Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology," *Trans. ASCE*, 108, 365—408.
- Bisplinghoff, R. L., H. Ashley, and R. L. Halfman, 1955, *Aerolasticity*. Reading, Mass: Addison—Wesley Publishing Co., Inc.
- Blake, R. E., 1961, "Basic Vibration Theory," in *Shock and Vibration Handbook*, C. M. Harris and C. E. Crede, eds., New York: McGraw-Hill Book Co., Inc. Chap. 2.
- Blume, J. A., 1956, "Period Determination and Other Earthquake Studies of a Fifteen-Story Building," *Proc. First World Conf. Earthq. Engrg.*, Berkeley, Calif., 11—1—27.
- , 1960a, "A Reserve Energy Technique for the Earthquake Design and Rating of Structures in the Inelastic Range," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 1061—83.
- , 1960b, "Structural Dynamics in Earthquake Resistant Design," *Trans. ASCE*, 125, 1088—1139.
- , 1963, "A Structural-Dynamic Analysis of Steel Plant Structures Subjected to the May 1960 Chilean Earthquakes," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 53(2) 439—80.
- , 1968, "Dynamic Characteristics of Multistory Buildings," *Proc. ASCE*, 94(ST2), 377—402.
- , 1969, "Structural Dynamics of Cantilever-Type Buildings," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A—3, 1—18.
- Blume, J. A., and R. W. Binder, 1960, "Periods of a Modern Multi-Story Office Building During Construction," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 1195—1205.
- Blume, J. A., and D. Jhaveri, 1969, "Time-History Response of Buildings with Unusual Configurations," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A—3, 155—70.
- Blume, J. A., N. M. Newmark, and L. H. Corning, 1961, *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, Chicago: Portland Cement Association.
- Bogdanoff, J. L., J. E. Goldberg, and M. C. Bernard, 1961, "Response of a Simple Structure to a Random Earthquake-Type Disturbance," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 51(2), 293—310.
- Bolotin, V. V., 1960, "Statistical Theory of the Aseismic Design of Structures," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 1365—74.
- Borges, J. F., 1956, "Statistical Estimate of Seismic Loading," preliminary publication, *Fifth Congr. Internatl. Ass. Bridge and Structural Engineering*, Lisbon, Portugal.
- , 1965, "Seismic Design Criteria for Reinforced Concrete Buildings," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 4.72—89.
- Borges, J. F., and A. Ravara, 1969, "Seismic Design of Traditional and Prefabricated Reinforced Concrete Buildings," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, B—5, 13—27.
- Bouwkamp, J. G., 1966, "Tubular Joints under Slow-Cycle Alternating Loads," *Proc. Internatl. Symp. Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM-Inst. Ing., 6.
- Bouwkamp, J. G., and J. F. Meehan, 1960, "Drift Limitations Imposed by Glass," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 1763—78.
- Brady, A. G., 1966, "Studies of Response to Earthquake Ground Motion," doctoral thesis, California Institute of Technology, Pasadena, Calif.
- Brady, A. G., and R. Husid, 1966, "Distributions of Maximum Response to Random Excitation," *Proc. Internatl. Symp. Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM-Inst. Ing., 1.
- Bresler, B., and P. H. Gilbert, 1961, "Tie Requirements for Reinforced Concrete Columns," *Journ. ACI*, 58(5), 555—70.
- Brokaw, M. P., and G. W. Foster, 1945, *Effect of Rapid Loading and Duration of Stress on the Strength Properties of Wood Tested in Compression and Flexure*, Madison, Wisc.: U. S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory.
- Bronson, W., 1959, *The Earth Shook, the Sky Burned*, Garden City, N. Y.: Doubleday & Co., Inc.
- Brune, J. N., 1968, "Seismic Moment, Seismicity, and Rate of Slip along Major Fault Zones," *Journ. Geophys. Res.*, 73(2), 777—84.
- , *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, 1963 (ACI 318—63) American Concrete Institute, Detroit.
- Bullen, K. E., 1953, *An Introduction to the Theory of Seismology*, London: Cambridge University Press.
- Burridge, R., and L. Knopoff, 1967, "Model of Theoretical Seismicity," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 57(3), 341—71.
- Bustamante, J. I., 1961a, "Reglamento del Distrito Federal. Estudio Comparativo entre los Métodos Estático y Dinámico de Análisis Sísmico," *Ingeniería*, 31(2), 82—95.
- , 1961b, "Torsión Dinámica en Estructuras de Edificios," *Ingeniería*, 31(4), 3—10.
- , 1964, "Dynamic Behavior of Non-Cohesive Embankment Models," doctoral thesis, University of Illinois, Urbana, Ill.
- , 1965a, "Dynamic Behavior of Noncohesive Embankment Models," *Proc. Third World Conf. on Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 4.596—612.
- , 1965b, "Seismic Shears and Overturning Moments in Buildings," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 4.144—60.
- , 1965c, "Los Espectros Elásticos de Sismos Mexicanos y el Reglamento Propuesto para el Distrito Federal," *Primer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Mexico, Prelim. Publ., Soc. Mex. de Ing. Sísmica.
- , 1965d, *Model Study of the Dynamic Response of the Francisco Rapid Transit Tube and Ventilation Caisson*, Instituto de Ingeniería, Mexico, unpublished report to Parsons, Brinckernoff—Tudor—Bechtel.
- Bustamante, J. I., and A. Flores, 1966a, "Hydrodynamic Pressure for Design of Dams Subjected to Earthquakes," *Joint ASCE—CICM Meeting on Structural Engineering*, Mexico.
- , 1966b, "Water Pressure on Dams Subjected to Earthquake," *Proc. ASCE*, 92(EM5), 115—27.

Bustamante, J. I., and J. González, "Simulation of Earthquakes on Firm Ground," unpublished report, Institute of Engineering, National University of Mexico, Mexico.

Bustamante, J. I., and J. Prince, 1963, "Corrección de los Acelerogramas de Cuatro Macrosismos Registrados en la Ciudad de México," *Bol. Soc. Mex. Ing. Sism.*, 1(2), 61—82.

Bustamante, J. I., and Rapoport, 1964, "Momento de Volteo y Fuerzas Corrientes Sísmicas," *Bol. Soc. Mex. Ing. Sism.*, 2(1), 19—31.

Bustamante, J. I., and E. Rosenblueth, 1960, "Building Code Provisions on Torsional Oscillations," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 879—94.

Bustamante, J. I., E. Rosenblueth, I. Herrera, and A. Flores, 1963, "Presión Hidrodinámica en Presas y Depósitos," *Bol. Soc. Mex. Ing. Sism.*, 1(2), 37—54.

Bycroft, G. N., 1960a, "White Noise Representation of Earthquakes," *Proc. ASCE*, 86(EM2), 1—16.

———, 1960b, "Yield Displacements in Multistory Aseismic Design," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 50(3), 441—53.

Bycroft, G. N., M. J. Murphy, and K. J. Brown, 1959, "Electrical Analog for Earthquake Yield Spectra," *Proc. ASCE*, 85(EM4), 43—64.

Cancani, A., 1904, "Sur l'Emploi d'une Double Echelle Séismique des Intensités, Empirique et Absolue," *G. Beitr. Ergänzungsband*, 2, 281—83.

Carder, D. S., 1936, "Observed Vibrations of Buildings," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 26(3), 245—77.

———, 1937, "Observed Vibrations of Bridges," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 27(4), 267—304.

Carder, D. S., and W. K. Cloud, 1959, "Surface Motions from Large Underground Explosions," *Journ. Geophys. Res.*, 64(10), 1471—87.

Carmona, J. S., and J. Herrera-Cano, 1969, "Periods of Buildings of Mendoza City Argentina," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B—1, 72—86.

Carpenter, L. D., and L.-W. Lu, 1969, "Repeated and Reversed Load Tests on Full-Scale Steel Frames," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B—2, 125—36.

Casagrande, A., 1936, "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills," *Contributions to Soil Mechanics*, 1925—1940, *Boston Society of Civil Engineers*, 1940, pp. 257—76. Previously published in *Journ. Boston Soc. of Civil Engrs.*, 1936.

———, 1938, "The Shearing Resistance of Soils and Its Relation to the Stability of Earth Dams," *Proc. Soils and Foundation Conf.* Cambridge, Mass., Corps of Engineers, U. S. Army.

Casagrande, A., and W. L. Shannon, 1948, "Research on Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soils and Soft Rocks Under Transient Loading," *Harvard Soil Mechanics Series*, 31, Cambridge, Mass.: Harvard University.

Castro, G., 1969, "Liquefaction of Sands," *Harvard Soil Mechanics Series*, 81, Cambridge, Mass.: Harvard University.

Caughey, T. K., 1960, "Classical Normal Modes in Damped Linear Dynamic Systems," *Journ. of App. Mechs.*, 27, and *Trans. ASME*, 82, Series E, 269—71.

Caughey, T. K., and A. H. Gray, 1963, discussion of Rosenblueth and Bustamante (1962), *Proc. ASCE*, 89(EM2), 159—68.

Chen' Chzhen'-Chen, 1961, "On the Hydrodynamic Pressure on a Dam Caused by its Aperiodic or Impulsive Vibrations and Vertical Vibrations on the Earth Surface," *Journ. App. Math. Mechs. (P. M. M.)*, 25(4), 1060—76.

Chi-Chang Chao, 1960, "Dynamical Response of an Elastic Half-Space to Tangential Surface Loadings," *Journ. App. Mechs.*, 27(3), 559—67.

Chopra, A. K., 1967, "Hydrodynamic Pressures on Dams During Earthquakes," *Proc. ASCE*, 93 (EM6), 205—23.

———, 1968, "Earthquake Behavior of Reservoir-Dam Systems," *Proc. ASCE*, 94(EM6), 1475—1500.

Chopra, A. K., M. Dibaj, R. W. Clough, J. Penzien, and H. B. Seed, 1969,

"Earthquake Analysis of Earth Dams," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, A—5, 55—72.

Chopra, A. K., and P. R. Perumalswami, 1969, "Dam-Foundation Interaction During Earthquakes," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, A—6, 37—52.

Chopra, A. K., E. L. Wilson, and I. Farhoomand, 1969, "Earthquake Analysis of Reservoir-Dam Systems," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, B—4, 1—10.

Churayan, A., and S. A. Djabua, 1969, "On One Method of Increasing the Seismic Stability of Brick Buildings," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, B—6, 47—56.

Church, A. H., 1957, *Mechanical Vibrations*, New York: John Wiley & Sons, Inc.

Churchman, C. W., R. L. Ackoff, and E. L. Arnoff, 1961, *Introduction to Operations Research*, New York: John Wiley & Sons, Inc.

Cismigiu, A., E. Titaru, and M. Velkov, 1969, "Criteria for Earthquake Resistant Codes Based on Energy Concept. Draft Design Code," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, B—5, 53—67.

Close, U., and Elsie McCormick, 1922, "Where the Mountains Walked," *National Geographic Magazine*, 41(5), 445—64.

Clough, R. W., 1960a, "Effects of Earthquakes on Underwater Structures," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 815—32.

———, 1960b, "The Finite Element Method in Plane Stress Analysis," *Proc. Second ASCE Conf. Electronic Computation*, Pittsburgh, Pa., 345—78.

———, 1961, "Dynamic Effects of Earthquakes," *Trans. ASCE*, 126, 847—76.

———, 1962, "Earthquake Analysis by Response Spectrum Superposition," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 52(3), 647—60.

———, 1965, "The Finite Element Method in Structural Mechanics," in *Stress Analysis*, O. C. Zienkiewicz and G. W. Holister, eds., London: John Wiley & Sons, Ltd., Chap. 7.

Clough, R. W., and K. L. Benuska, 1966, "FHA Study of Seismic Design Criteria for High Rise Buildings," *Report HUD, TS-3*, Washington, D. C.: Federal Housing Administration.

Clough, R. W., K. L. Benuska, and E. L. Wilson, 1965, "Unelastic Earthquake Response of Tail Buildings," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 2, 68—89.

Clough, R. W., and A. K. Chopra, 1966, "Earthquake Stress Analysis in Earth Dams," *Proc. ASCE*, 92(EM2), 197—211.

Clough, R. W., I. P. King, and E. L. Wilson, 1964, "Structural Analysis of Multistory Buildings," *Proc. ASCE*, 90(ST3), 19—34.

Clough, R. W., and D. Pirtz, 1958, "Earthquake Resistance of Rock-Fill Dams," *Trans. ASCE*, 123, 792—816.

Clyde, D. H., 1966, "Equilibrium Method for Limit Calculation of Frames," *Proc. ASCE*, 92(EM1), 169—81.

Corley, W. G., and N. W. Hanson, 1969, "Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistant Reinforced Concrete Frames," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, B—3, 69—82.

Cornell, C. A., 1967, "Bounds on the Reliability of Structural Systems," *Proc. ASCE*, 93(ST1), 171—200.

Costantino, C. J., 1967, "Finite Element Approach to Stress Wave Problems," *Proc. ASCE*, 93(EM2), 153—76.

Courant, R., and D. Hilbert, 1953, *Methods of Mathematical Physics*, Vol. 1, New York: Wiley-Interscience Publishers, Inc.

Crandall, S. H., 1956, *Engineering Analysis*, New York: McGraw-Hill Inc.

———, 1958, "Statistical Properties of Response to Random Vibration," in *Random Vibration*, S. H. Crandall, ed., Cambridge, Mass.: Massachusetts Institute of Technology Press, Chap. 4.

Crandall, S. H., W. D. Mark, and G. R. Khabbaz, 1962, "The Variance in Palmgren-Miner Damage due to Random Vibration," *Proc. Fourth U. S. Natl. Congr. App. Mechs.*, 1, 119—26.

- Crandall, S. H., and R. B. McCalley, Jr., 1961, "Numerical Methods of Analysis," in *Shock and Vibration Handbook*, C. M. Harris and C. E. Crede, eds., New York: McGraw-Hill Book Co., Inc., Chap. 28.
- Crandall, S. H., and W. G. Strang, 1957, "An Improvement of the Holzer Table Based on a Suggestion of Rayleigh's," *Journ. App. Mechs.*, 24(2), 228—30.
- Cruickshank, C., 1969, "Derrumbes en Embalses," *Ingeniería*, 40(1), 33—62.
- Damy, J. E., 1965, "Comentarios Sobre el Cálculo de Modos Naturales de Vibración," *Primer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Mexico, Prelim. Publ., Soc. Mex. de Ing. Sísmica.
- D'Appolonia, W., 1953, "Loose Sands—Their Compaction by Vibroflotation," *ASTM Spec. Techn. Pub.* 156, 138—52.
- Davis, R. E., 1960, *Model Study of Stability of Portage Mountain Dam during Earthquake*, Report to International Power and Engineering Consultants Limited.
- Davison, C., 1936, *Great Earthquakes*, London: Thomas Murphy and Co.
- Degenkolb, H., 1969, "Limitations and Uncertainties of Present Structural Design Methods for Lateral Force Resistance," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, J—4, 35—49.
- De Rossi, M. S., 1883, "Programma dell' Osservatorio ed Archivio Centrale Geodinamico," *Boll. Vulcan. Ital.* 10, 3—124.
- Del Valle, and J. Prince, 1965, "Analytical and Experimental Studies of Vibration in Two Buildings," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 2.648—62.
- Den Hartog, J. P., 1956, *Mechanical Vibrations*, New York: McGraw-Hill Book Co., Inc., 37—40.
- Despeyroux, J., 1960, "The Agadir Earthquake of February 29th, 1960. Behavior of Modern Buildings during the Earthquake," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 521—42.
- Díaz de Cossío, R., and E. Martínez, 1961, "Estudio de Marcos Sujetos a Carga Lateral," *Ingeniería*, 31(4), 9—24.
- Dick, I. D., 1965, "Extreme Value Theory and Earthquakes," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, pp. 3.45—53.
- Duke, C. M., 1969, "Techniques for Field Measurement of Shear Wave Velocity in Soils," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, A—5, 39—54.
- Duke, C. M., and D. J. Leeds, 1963, "Response of Soils, Foundations and Earth Structures to the Chilean Earthquakes of 1960," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 53(2), 309—57.
- Duncan, W. J., 1952, "A Critical Examination of the Representation of Massive and Elastic Bodies by Systems of Rigid Masses Elastically Connected," *Quart. Journ. Mech. App. Math.*, 5(1), 97—108.
- Duvall, G. E., 1962, "Concepts of Shock Wave Propagation," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 52(4), 869—93.
- Earthquake Resistant Regulations. A World List*, 1966a, "Recommended Lateral Force Requirements", Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, compiled by International Association for Earthquake Engineering, Tokyo, 319—35.
- Earthquake Resistant Regulations. A World List*, 1966b, "Regulations for Seismic Design, Republic of El Salvador, C. A., 21 January 1966", compiled by International Association for Earthquake Engineering, Tokyo, 39—52.
- Earthquake Resistant Regulations. A World List*, 1966c, "Provisions for Earthquake Resistant Design in the Federal District, Mexico," compiled by International Association for Earthquake Engineering, Tokyo, 213—20.
- Earthquake Resistant Regulations. A World List*, 1966d, "Norms for Design of Constructions in Acapulco, State of Guerrero, Mexico," compiled by International Association for Earthquake Engineering, Tokyo, 221—28.
- Eckel, E. B., 1967, "Effects of the Earthquake of March 27, 1964 on Air and Water Transport, Communications, and Utility Systems in South-Central Alaska", *U. S. Geological Survey Professional Paper* 545-B, B21—B23.
- Elorduy, J., 1967, "Sobre el Comportamiento Dinámico de Bases Rígidas Sujetas a Perturbaciones Armónicas," doctoral thesis, National University of Mexico, Mexico.
- _____, 1969, discussion of Fenves and Newmark (1969), *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 4.
- Elorduy, J., and E. Rosenblueth, 1968, "Torsiones Sísmicas en Edificios de Un Piso," *Segundo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Mexico, 3.
- Esteva, L., 1965, "Vibraciones de Marcos de Un Piso: Efectos de la Distribución de la Masa," *Primer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Mexico, Prelim. Publ., Soc. Mex. de Ing. Sísmica.
- _____, 1966, "Behavior Under Alternating Loads of Masonry Diaphragms Framed by Reinforced Concrete Members," *Proc. Internatl. Symp. Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM-Inst. Ing., 5.
- _____, 1968, "Bases para la Formulación de Decisiones de Diseño Sísmico," doctoral thesis, National University of Mexico, Mexico.
- _____, 1969, "Seismic Risk and Seismic Design Decisions," *Seminar on Seismic Design of Nuclear Power Plants*, Cambridge, Mass.: Massachusetts Institute of Technology Press.
- _____, 1970, "Consideraciones Prácticas en la Estimación Bayesiana de Riesgo Sísmico," *Inst. Ing.*, Mexico, 248.
- Esteva, L., R. Díaz de Cossío, and J. Elorduy, 1968, "El Temblor de Caracas, Julio de 1967," *Ingeniería*, 38(3), 289—314; *Inst. Ing.*, Mexico, 168.
- Esteva, L., J. Elorduy, and J. Sandoval, 1969, "Análisis de la Confiabilidad de la Presa Tepuxtepec ante la Acción de Temblores," *Inst. Ing.*, Mexico, 194.
- Esteva, L., and J. A. Nieto, 1967, "El Temblor de Lima, Perú, Octubre 17, 1966," *Ingeniería*, 37(1), 45—62.
- Esteva, L., O. A. Rascón, and Gutiérrez, 1969, "Lessons from Some Recent Earthquakes in Latin America," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, J—2, 58—73.
- Esteva, L., and E. Rosenblueth, 1964, "Espectros de Temblores a Distancias Moderadas y Grandes," *Bol. Soc. Mex. Ing. Sism.*, 2(1), 1—18.
- Esteva, L., R. Sánchez Trejo, and E. Rosenblueth, 1961, "Consideraciones sobre el Diseño Sísmico de Presas de Tierra y Enrocamiento," *Ingeniería*, 31(2), 68—81.
- Evans, R. H., 1942, "Effects of Rate of Loading on the Mechanical Properties of Some Materials," *Journ. Inst. Civil Engrs.*, 18, 296—306.
- Evison, F. F., 1963, "Earthquakes and Faults," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 53(5), 873—91.
- _____, 1967, "On the Occurrence of Volume Change of the Earthquake Source," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 57(1), 9—25.
- Ewing, W. M., W. S. Jardetzky, and F. Press, 1957, *Elastic Waves in Layered Media*, New York: McGraw-Hill Book Co., Inc.
- Falconer, B. H., 1964, "Niigata Earthquake, Japan 1:02 P.M., 16 June, 1964," *Internatl. Inst. of Seism. and Earthq. Engrg.*, Tokyo, Japan.
- Faradji-Capón, M. J., and R. Díaz de Cossío, 1965, "Tensión Diagonal en Miembros de Concreto de Sección Circular," *Ingeniería*, 36(2), 257—80.
- Fenves, S. J., 1964, *STRESS: A User's Manual: A Problem-Oriented Computer Language for Structural Engineering*, Cambridge, Mass.: Massachusetts Institute of Technology Press.
- Fenves, S. J., and N. M. Newmark, 1969, "Seismic Forces and Overturning Moments in Buildings, Towers and Chimneys," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, B—5, 1—12.
- Ferguson, P. M., and F. N. Matlob, 1959, "Effect of Bar Cutoff on Bond and Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," *Proc. ACI*, 56(7), 5—25.
- Ferrandon, J., 1960, "Actions Hydrodynamiques des Séismes sur les Ouvrages de Retenue," *Le Génie Civil*, 107—9.

- Figuerola, J., 1963, "Características de Cuatro Macrosismos Mexicanos," *Rev. Soc. Mex. Ing. Sism.*, 1(2), 61—75.
- , 1964, "Determinación de las Constantes de la Arcilla del Valle de México por Prospección Sísmica," *Bol. Soc. Mex. Ing. Sism.*, 2(2), 57—66.
- Finn, W. D. L., P. L. Bransby, and D. J. Pickering, 1970, "Effect of Strain History on Liquefaction of Sand," *Proc. ASCE*, 96 (SM6), 1917—34.
- Finn, W. D. L., D. J. Pickering, and P. L. Bransby, 1971, "Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests," Accepted by *J. of Soil Mechs. and Found. Div.*, ASCE.
- Fiorato, A. E., M. A. Sozen, and W. L. Gamble, 1968, "Behavior of Five-Story Reinforced Concrete Frames with Filler Walls," Interim report to the U. S. Defense Department, University of Illinois, Urbana, Illinois.
- Flores, A., 1966, "Presión Hidrodinámica en Presas Sujetas a Sismos," master's thesis, National University of Mexico, Mexico.
- Flores, A., I. Herrera, and C. Lozano, 1969, "Hydrodynamic Pressures Generated by Vertical Earthquake Component," *Proc. Fourth World Conf. Earth. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, B—4, 25—36.
- Flygare, R. W., 1955, "An Investigation of Ground Accelerations Produced by Machines," mechanical engineering thesis, California Institute of Technology, Pasadena, Calif.
- Forel, F. A., 1884, "Les Tremblements de Terre Étudiés par la Commission Sismologique Suisse Pendant l'Année 1881; 2me Rapport," *Arch. Sci. Phys. Nat.*, 11, 147—82.
- Franklin, J. N., 1963, "Digital-Computer Simulation of a Gaussian Random Process with Given Power Spectral Density," Tech. Rept. 120, *Computing Center*, Pasadena: California Institute of Technology.
- Freudenthal, A. M., 1962, "Safety, Reliability, and Structural Design," *Trans. ASCE*, 127, 304—19.
- Freudenthal, A. M., J. M. Garrelts, and M. Shinozuka, 1966, "The Analysis of Structural Safety," *Proc. ASCE*, 92(ST1), 267—325.
- Freudenthal, A. M., and F. Roll, 1957—1958, "Creep and Creep Recovery of Concrete Under High Compressive Stress," *Proc. ACI*, 54, 1111—42.
- Funahashi, I., K. Kinoshita, and H. Aoyama, 1969, "Vibration Tests and Test to Failure of a 7 Storied Building Survived a Severe Earthquake," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B—1, 26—43.
- Furumoto, A. S., 1966, "Seismicity of Hawaii. Part 1, Frequency-Energy Distribution of Earthquakes," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 56(1), 1—12.
- Gajardo, E., and C. Lomnitz, 1960, "Seismic Provinces of Chile," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 1529—40.
- Garza-Tamez, F., 1968, "Sistema para la Reducción de los Efectos Sísmicos en las Edificaciones," *Segundo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Mexico 2.
- Gerstle, K. H., and L. G. Tulin, 1966, "Shakedown of Continuous Concrete Beams," *Proc. Internatl. Symp. Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM-Inst. Ing., 5.
- Glanville, W. H., 1930, "The Creep or Flow of Concrete Under Load," *Building Research Technical Paper No. 12*, London: Department of Scientific and Industrial Research.
- Godden, W. G., 1965, *Numerical Analysis of Beams and Column Structures*, Englewood Cliffs, N. J.: Prentice-Hall, Inc.
- Goldberg, J. E., J. L. Bogdanoff, and Z. L. Moh, 1959, "Forced Vibration and Natural Frequencies of Building Frames," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 49(1), 33—47.
- Goldberg, J. E., J. L. Bogdanoff, and D. R. Sharpe, 1964, "The Response of Simple Nonlinear Systems to a Random Disturbance of the Earthquake Type," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 54(1), 263—76.
- González-Flores, M., 1964, "Sistema para Eliminar los Esfuerzos Peligrosos que los Temblores Causan en las Estructuras," *Quinto Congreso Mexicano de la Industria de la Construcción*, Tijuana, B. C. Mexico.
- Goodman, R. E., 1963, "The Stability of Slopes in Cohesionless Materials During Earthquake," doctoral thesis, University of California, Berkeley, Calif. 326
- Goto, H., and H. Kameda, 1969, "Statistical Inference of the Future Ground Motion," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, A—1, 39—54.
- Goto, H., and K. Toki, 1969, "Structural Response to Nonstationary Random Excitation," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, A—1, 130—44.
- Graham, E. W., and A. M. Rodriguez, 1952, "The Characteristics of Fuel Motion which Affect Airplane Dynamics," *Journ. App. Mechs.*, 19(3), 321—88.
- Green, N. B., 1935, "Flexible 'First Story' Construction for Earthquake Resistance," *Trans. ASCE*, 100, 645—74.
- Grigorian, S. S., 1960 "On Basic Concepts in Soil Mechanics," *App. Math. and Mechs.*, 24(6), 1604—27.
- Guerrero y Torres, J., 1965, "Bandas Amortiguadoras para Muros de Partición," *Primer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Mexico.
- Gumbel, E. J., 1958, *Statistics of Extremes*, New York: Columbia University Press.
- Gutenberg, B., 1955, "Wave Velocities in the Earth's Crust," Spec. Paper 62, *Geol. Soc. Am.*, 19—34.
- , 1958, "Attenuation of Seismic Waves in the Earth's Mantle," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 48(3), 269—82.
- Gutenberg, B., and C. F. Richter, 1942, "Earthquake Magnitude, Intensity, Energy, and Acceleration," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 32, 163—91.
- , 1954, *Seismicity of the Earth (Associated Phenomena)*, Princeton, N. J.: Princeton University Press.
- , 1956, "Earthquake Magnitude, Intensity, Energy, and Acceleration," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 46, 105—45.
- Gzovsky, M. G., 1962 "Tectonophysics and Earthquake Forecasting," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 52(3), 485—505.
- Hall, W. J., H. Kihara, W. Soete, and A. A. Wells, 1967, *Brittle Fracture of Welded Plates*, Englewood Cliffs, N. J.: Prentice-Hall, Inc.
- Hanson, N. W., and H. W. Conner, 1967, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Proc. ASCE*, 93(ST5), 533—60.
- Hanson, R. D., and W. R. S. Fan, 1969, "The Effect of Minimum Cross Bracing on the Inelastic Response of Multi-Story Buildings," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A—4, 15—30.
- Hatanaka, M., 1955, "Fundamental Considerations on the Earthquake-Resistant Properties of the Earth Dams," *Bull. Disaster Prevention Res. Inst.*, 11, Kyoto University.
- Hatano, T., 1960, "Dynamical Behavior of Concrete Under Impulsive Tensile Load," *Technical Report C-6002*, Tokyo: Central Research Institute of Electric Power Industry.
- , 1966, "An Examination on the Resonance of Hydrodynamic Pressure During Earthquakes Due to Elasticity of Water," *Trans. Japan Soc. Civil Engrs.*, 129.
- Hatano, T., and H. Tsutsumi, 1959, "Dynamical Compressive Deformation and Failure of Concrete Under Earthquake Load," *Technical Report C-5904*, Tokyo: Central Research Institute of Electric Power Industry.
- Hatano, T., and H. Watanabe, 1969, "Seismic Analysis of Earth Dams," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, A—5, 117—32.
- Hausner, M., 1954, "Multidimensional Utilities," in *Decision Processes*, R. M. Thrall, C. H. Coombs, and R. L. Davis, eds., New York: John Wiley & Sons, Inc., 167—80.
- Heidebrecht, A. C., and W. K. Tso, 1969, "A Research Program on the Earthquake Resistance of Shear Wall Buildings," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B—2, 1—13.
- Heilerli, W., 1962, "Inelastic Wave Propagation in Soil Columns," *Proc. ASCE*, 88(SM6), 33—63.
- L'Hermite, R., and G. Tournon, 1948, "La Vibration de Béton Frais," *Ann. Inst. Tech. Batiment Trav. Publ.* 11.

- Herrera, I., 1964, "A Perturbation Method for Elastic Wave Propagation. 1, Nonparallel Boundaries," *Journ. of Geophys. Res.* 69(18), 3845—51.
- _____, 1965a, "A Perturbation Method for Elastic Wave Propagation. 2, Small Inhomogeneities," *Journ. of Geophys. Res.*, 70(4), 871—83.
- _____, 1965b, "Modelos Dinámicos para Materiales y Estructuras del Tipo Masing," *Bol. Soc. Mex. Ing. Sism.*, 3(1), 1—8.
- Herrera, I., and E. Rosenblueth, 1965, "Response Spectra on Stratified Soil," *Proc. Third World Conf. on Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 1.44—60.
- Herrera, I. E. Rosenblueth, and O. A. Rascón, 1965, "Earthquake Spectrum Prediction for the Valley of Mexico," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 1.61—74.
- _____, 1966, "Nota sobre la Velocidad Máxima del Terreno Durante un Sismo," *Rev. Soc. Mex. Ing. Sism.*, 4(1), 26—27.
- Hildebrand, F. B., 1952, *Methods of Applied Mathematics*, Englewood Cliffs, N. J.: Prentice-Hall, Inc., 254—55.
- Hisada, T., K. Nakagawa, and M. Izumi, 1965, "Earthquake Response of Idealized Twenty Story Buildings Having Various Elasto-Plastic Properties," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 2.168—84.
- Hisada, T., and H. Sugiyama, 1966, "Effect of Repeated Loading on the Strength Properties of Wood," *Proc. Internatl. Symp. Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM-Inst. Ing., 3.
- Hodge, P. G., 1959, *Plastic Analysis of Structures*, New York: McGraw-Hill, Inc.
- Hoff, G. C., 1964, "Shock-Isolating Backpacking Materials, A Review of the State of the Art," *Proc. Symp. Soil-Structure Interaction*, Tucson: University of Arizona, 138—54.
- Horikawa, K., *Tsunami Phenomena in the Light of Engineering View-Point, Report on the Chilean Tsunami of May 24, 1960, as Observed Along the Coast of Japan*, Tokyo: Committee for the Field Investigation of the Chilean Tsunami of 1960, 136—50.
- Hoskins, L. M., and L. S. Jacobsen, 1934, "Water Pressure in a Tank Caused by a Simulated Earthquake," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 24(1), 1—32.
- Housner, G. W., 1947, "Characteristics of Strong-Motion Earthquakes," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 37(1), 19—31.
- _____, 1952a, "Spectrum Intensities of Strong-Motion Earthquakes," *Proc. Symp. Earthq. and Blast Effects Structures*, C. M. Duke and M. Feigen, eds., Los Angeles: University of California, 21—36.
- _____, 1952b, "Bending Vibrations of a Pipe Line Containing Flowing Fluid," *Journ. of App. Mechs.*, 19(2), 205—8.
- _____, 1956, "Earthquake Resistant Design Based on Dynamic Properties of Earthquakes," *Journ. ACI*, 28(1), 85—98.
- _____, 1959, "Behavior of Structures During Earthquakes," *Proc. ASCE*, 85(EM4), 109—29.
- _____, 1961, "Vibration of Structures Induced by Seismic Waves, Part 1," in *Shock and Vibration Handbook*, C. M. Harris and C. E. Crede, eds., New York: McGraw-Hill Book Co. Inc., Chap. 50.
- _____, 1962, "Fundamentos de Ingeniería Sísmica," *Ingeniería*, 32(3), 25—55.
- _____, 1963, "The Dynamic Behavior of Water Tanks," *Bull. Seism. Soc. Am.* 53(2), 381—87.
- _____, 1965, "Intensity of Earthquake Ground Shaking Near the Causative Fault," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 3.94—115.
- Housner, G. W., and A. G. Brady, 1963, "Natural Periods of Vibration of Buildings," *Proc. ASCE*, 89(EM4), 31—65.
- Housner, G. W., and D. E. Hudson, 1958, "The Port Hueneme Earthquake of March 18, 1957," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 48(2), 163—68.
- Housner, G. W., and P. C. Jennings, 1964, "Generation of Artificial Earthquakes," *Proc. ASCE*, 90(EM1), 113—50.
- Housner, G. W., and G. D. McCann, 1949, "The Analysis of Strong-Motion Earthquake Records with the Electric Analog Computer," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 39(1), 47—56.
- Hudson, D. E., 1958, "The Wilmot Survey Type Strong-Motion Earthquake Recorder," *Earthq. Engrg. Res. Lab.*, Pasadena: California Institute of Technology.
- Hudson, D. E., 1961a, "Scale-Model Principles," in *Shock and Vibration Handbook* C. M. Harris and C. E. Crede, eds., New York: McGraw-Hill Book Co. Inc., Chap. 27.
- _____, 1961b, "Vibration of Structures Induced by Seismic Waves, Part II," in *Shock and Vibration Handbook*, C. M. Harris and C. E. Crede, eds., New York: McGraw-Hill Book Co., Inc., Chap. 50.
- _____, 1962a, "Some Problems in the Application of Spectrum Techniques to Strong-Motion Earthquake Analysis," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 52(2) 417—30.
- _____, 1962b, "Synchronized Vibration Generators for Dynamic Tests of Full-Scale Structures," *Earthq. Engrg. Res. Lab.*, Pasadena: California Institute of Technology.
- Hudson, D. E., W. O. Keightley, and N. N. Nielsen, 1964, "A New Method for the Measurement of the Natural Periods of Buildings," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 54(1), 233—41.
- Hult, J., 1966, *Creep in Engineering Structures*. Waltham, Mass.: Blaisdell Publishing Company.
- Hunter, S. C., 1960, "Viscoelastic Waves," in *Progress in Solid Mechanics*, vol. 1, I. N. Sneddon and R. Hill, eds., Amsterdam: North-Holland Publishing Co., 1—57.
- Husid, R., 1967, "Gravity Effects on the Earthquake Response of Yielding Structures," *Earthq. Engrg. Research Laboratory Report*, California Institute of Technology, Pasadena, Calif.
- _____, 1969, "The Effect of Gravity on the Collapse of Yielding Structures with Earthquake Excitation," *Proc. Fourth World Conf. Earth. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A—4, 31—43.
- Hutchinson, B. G., 1965, "The Evaluation of Pavement Structural Performance," doctoral thesis, University of Waterloo, Ontario, Canada.
- Idriss, I. M., 1968, "Finite Element Analysis for the Seismic Response of Earth Banks," *Proc. ASCE*, 94(SM3), 617—36.
- Idriss, I. M., and H. B. Seed, 1967, "Response of Earth Banks during Earthquakes," *Proc. ASCE*, 93(SM3), 61—82.
- _____, 1968, "Seismic Response of Horizontal Soil Layers," *Proc. ASCE*, 94(SM4), 1003—31.
- Ihara, M., and C. Ueda, 1965, "Horizontal Loading and Vibration Test on 2-Storey Concrete Structures," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 2.20—36.
- Iida, K., 1937, "Determination of Elastic Constants of Superficial Soil and Base-Rock at Maru-no-uti in Tokyo," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, 37, 828—36.
- _____, 1963a, "Magnitude, Energy, and Generation Tsunamis, and Catalogue of Earthquakes Associated with Tsunamis," Monograph 24, *Proc. Tsunami Meetings Associated with the Tenth Pacific Science Congress*, IUGG, 7—18.
- _____, 1963b, "On the Estimation of Tsunami Energy," Monograph 24, *Proc. Tsunami Meetings Associated with the Tenth Pacific Science Congress*, IUGG, 167—73.
- Ishigaki, H., and N. Hatakeyama, 1960, "Experimental and Numerical Studies on Vibrations of Buildings," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 1263—84.
- Iwan, W. D., 1969, "The Distributed-Element Concept of Hysteretic Modeling and its Application to Transient Response Problems," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A—4, 45—57.
- Jacobsen, L. S., 1930, "Motion of a Soil Subjected to a Simple Harmonic Ground Vibration," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 20(3), 160—95.
- _____, 1949, "Impulsive Hydrodynamics of Fluid Inside a Cylindrical Tank and of Fluid Surrounding a Cylindrical Pier," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 39(3), 189—204.

_____, 1964, "Vibrational Transfer from Shear Buildings to Ground," *Proc. ASCE*, 90(EM3), 21—38.

Jacobsen, L. S., and R. S. Ayre, 1951, "Hydrodynamic Experiments with Rigid Cylindrical Tanks Subjected to Transient Motions," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 41(4), 313—46.

_____, 1958, *Engineering Vibrations*, New York: McGraw-Hill Book Co., Inc., 112—25.

Japan National Committee on Earthquake Engineering, 1965, "Niigata Earthquake of 1964," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, S78—S109.

Jauffred, F. J., 1960, "Carga Viva en Unidades de Habitación y Oficina en el Distrito Federal," *Ingeniería*, 30(4), 60—75.

Jennings, P. C., 1963, "Response of Simple Yielding Structures to Earthquake Excitation," doctoral thesis, California, Institute of Technology, Pasadena, Calif.

_____, 1964, "Periodic Response of a General Yielding Structure," *Proc. ASCE*, 90(EM2), 131—66.

_____, 1965, "Earthquake Response of a Yielding Structure," *Proc. ASCE*, 91(EM4), 41—68.

Jennings, P. C., G. W. Housner, and N. C. Tsai, 1969, "Simulated Earthquake Motions for Design Purposes," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, A—1, 145—60.

Jennings, R. L., and N. M. Newmark, 1960, "Elastic Response of Multi-Story Shear Beam Type Structures Subjected to Strong Ground Motions," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 699—717.

Jenschke, V. A., R. W. Clough, and J. Penzien, 1965, "Characteristics of Strong Ground Motions," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 3.125—92.

Johnson, A. I., 1953, "Strength, Safety and Economical Dimensions of Structures," *Bull. Div. of Bldg. Statics and Structural Engrg.*, Royal Inst. of Tech., Stockholm, Sweden, No. 12.

Johnson, J. B., and T. T. Oberg, 1929, "Fatigue Resistance of Some Aluminum Alloys," *Proc. Am. Soc. Test. Mat.*, 39(2), 339—52.

Jordan, J., R. Black, and C. C. Bates, 1965, "Patterns of Maximum Amplitudes of P_n and P Waves over Regional and Continental Areas," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 55(4), 693—720.

Jorgenson, J. L., and J. E. Goldberg, 1969, "Probability of Plastic Collapse Failure," *Proc. ASCE*, 95(ST8), 1743—61.

Joshi, R. N., 1960, "Striking Behavior of Structures in Assam Earthquakes," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 2143—58.

Kanai, K., 1950, "The Effect of Solid Viscosity of Surface Layer on the Earthquake Movements," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, University of Tokyo, 28(1, 2) 31—35.

_____, 1957, "Semi-Empirical Formula for the Seismic Characteristics of the Ground," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, University of Tokyo, 35(2), 309—25.

_____, 1961, "An Empirical Formula for the Spectrum of Strong Earthquake Motions," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, University of Tokyo, 39(1), 85—96.

Kanaifi K., T. Tanaka, and K. Osada, 1954, "Measurement of the Micro-Tremor. I," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, University of Tokyo, 32(2), 199—209.

Kanai, K., T. Tanaka, and S. Yoshizawa, 1959, "Comparative Studies of Earthquake Motions on the Ground and Underground (Multiple Reflection Problem)," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, University of Tokyo, 37, 53—88.

Kanai, K., K. Hirano, S. Yoshizawa, and T. Asada, 1966, "Observation of Strong Earthquake Motions in Matsushiro Area. Part 1. Empirical Formulae of Strong Earthquake Motions," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, University of Tokyo, 44, 1269—96.

Karal, F. C., and J. B. Keller, 1964, "Elastic, Electromagnetic and Other Waves in a Random Medium," *Journ. Math. Phys.*, 5, 537—47.

Kasiraj, I., and J. T. P. Yao, 1969, "Fatigue Damage in Seismic Structures," *Proc. ASCE*, 95(ST8), 1673—92.

Kato, B., and H. Akiyama, 1969, "The Ultimate Strength of the Steel Structures Subjected to Earthquakes," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A—4, 59—70.

Keightley, W. O., C. W. Housner, and D. E. Hudson, 1961, "Vibration Tests of the Encino Dam Intake Tower," *Earthq. Engrg. Res. Lab.*, Pasadena: California Institute of Technology.

Khan, F. R., and J. A. Sbarounis, 1964, "Interaction of Shear Walls and Frames," *Proc. ASCE*, 90(ST3), 285—335.

Khanna, J., 1969, "Elastic Soil-Structure Interaction," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, A—6, 143—52.

Kishida, H., and K. Matsushita, 1969, "Soil-Structure Interaction of the Elevator Tower and of Concrete Footings," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, A—6, 101—15.

Klotter, K., 1962, "Nonlinear Vibrations," in *Handbook of Engineering Mechanics*, W. Flügge, ed., New York: McGraw-Hill Book Co., Inc., Chap. 65.

Knopoff, L., 1956, "The Seismic Pulse in Materials Possessing Solid Friction. I. Plane Waves," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 46(3), 175—83.

_____, 1964, "The Statistics of Earthquakes in Southern California," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 54(6), 1871—73.

Knopoff, L., and J. A. Hudson, 1964, "Scattering of Elastic Waves by Small Inhomogeneities," *Journ. Acoustic. Soc. Am.*, 36, 338—43.

Kobayashi, H., 1965, "The Deflection of Tall Building due to Earthquake," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 2.321—41.

Kobori, T., 1962, "Dynamical Response of Rectangular Foundations on an Elastic Space," *Proc. Japan Natl. Symp. Earthq. Engrg.*, Tokyo, Japan, 81—86.

Kobori, T., R. Minal, and Y. Inoue, 1969, "On Earthquake Response of Elasto-Plastic Structure Considering Ground Characteristics," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, A—6, 117—32.

Kodera, J., 1965, "Some Tendencies in the Failures of Bridges and their Foundations during Earthquakes," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 5.86—95.

Koh, T., H. Takase, and T. Tsugawa, 1969, "Torsional Problems in Aseismic Design of High-Rise Buildings," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A—4, 71—87.

Kompaneets, A. S., 1956, "Shock Waves in Plastic Compacting Media," *Proc. Acad. Sci. USSR*, 106(1), 49—52.

Konishi, I., and Y. Yamada, 1965, "Earthquake Response and Earthquake-Resistant Design of Long Span Suspension Bridges," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 4.312—23.

Korener, B. G., V. A. Iljichjov, and L. M. Reznikov, 1969, "Oscillations of Towerlike Structures with Account of Inertia and Elasticity of Solid Medium," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, A—6, 167—81.

Kotsubo, S., 1959, "Dynamic Water Pressure on Dam due to Irregular Earthquakes," *Mem. Fac. Engrg.*, Kyushu University, 18(4), 119—29.

_____, 1961, "External Forces on Arch Dams during Earthquakes. A Study of the Aseismic Design of Arch Dams. 1," *Mem. Fac. Engrg.*, Kyushu University, 20(4), 327—66.

Krishna, J., and B. Chandra, 1969, "Strengthening of Brick Buildings in Seismic Zones," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, B—6, 11—20.

Krishnasamy, S., and A. N. Sherbourne, 1966, "Mild Steel Structures under Reversed Loading," *Proc. Internatl. Symp. Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM-Inst. Ing., 4.

Lamb, H., 1945, *Hydrodynamics*, New York: Dover Publications, Inc.

Lawson, A. C., ed., 1908 and 1910, *The California Earthquake of April 18, 1906*, Report to the State Earthquake Investigation Commission, 1(1908), 2(1910).

Lazan, B. J., 1968, *Damping of Materials and Members in Structural Mechanics*, New York: Pergamon Press, Inc.

- Lazan, B. J., and L. E. Goodman, 1961, "Material and Interface Damping," in *Shock and Vibration Handbook*, C. M. Harris and C. E. Crede, eds., New York: McGraw-Hill Book Co. Inc., Chap. 36.
- Lee, K. L., and H. B. Seed, 1967, "Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand," *Proc. ASCE*, 93(SM1), 47—70.
- Leet, L. D., 1948, *Causes of Catastrophe: Earthquakes, Volcanoes, Tidal Waves, and Hurricanes*, New York: McGraw-Hill Book Co., Inc.
- _____, 1950, "Earth Waves," *Harvard Monographs in Applied Science*, No. 2, Cambridge, Mass.: Harvard University Press. Reprinted by Johnson Reprint Corporation, New York.
- Lightfoot, E., 1956, "The Analysis for Wind Loading of Rigid Jointed Multi-Story Building Frames," *Civil Engrg. and Public Works Rev.*, London, 51, 602.
- Lomnitz, C., 1970, "Some Observations of Gravity Waves in the 1960 Chile Earthquake," *Bull. Seism. of Am.*, 669—70.
- Lunoe, R. R., and G. A. Willis, 1957, "Applications of Steel Strap Reinforcement to Girders of Rigid Frames, Special AMC Warehouse," *Proc. ACI*, 53(7), 669—78.
- Lysmer, J., 1965, "Vertical Motion of Rigid Footings," doctoral thesis, University of Michigan, Ann Arbor, Mich.
- Machlan, G. R., and W. H. Edmunds, eds., 1962, *Third Semi-Annual Polar Glass Reinforced Plastics Research and Development Conference*, Owens-Corning Fiberglass Corp.
- Marguerre, K., 1960, "Matrices of Transmission in Beam Problems," in *Progress in Solid Mechanics*, I. N. Sneddon and R. Hill, eds., Amsterdam: North-Holland Publishing Co., 59—82.
- Marsal, R. J., 1963a, Internal Report, Institute of Engineering, National University of Mexico, Mexico.
- _____, 1963b, *Informe Sobre Pruebas Triaxiales Efectuadas con Suelos Granulares y Materiales para Enrocamientos*, Internal Report, Instituto de Ingeniería, Mexico.
- Marsal, R. J., E. Moreno, A. Nuñez, R. Cuéllar, and R. Moreno, 1965, "Research on the Behavior of Granular Materials and Rockfill Samples," Mexico: Comisión Federal de Electricidad.
- Masing, G., 1926, "Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing," *Proc. Second Internatl. Congr. App. Mechs.*, Zurich.
- Maslov, N. N., 1957, "Questions of Seismic Stability of Submerged Sandy Foundations and Structures," *Proc. Fourth World Conf. Soil. Mechs. and Foundation Engrg.*, 1, 368—71.
- Matsushita, K., and M. Izumi, 1965, "Some Analyses on Mechanism to Decrease Seismic Force Applied to Buildings," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, B—3, 117—29.
- Matsushita, K., and M. Izumi, 1969, "Studies on Mechanisms to Decrease Earthquake Forces Applied to Buildings," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, B—3, 117—29.
- Matuo, H., and S. O—Harra, 1965, "Dynamic Pore Water Pressure Acting on Quay Walls during Earthquakes," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 1, 130—42.
- McKaig, T. H., 1962, *Building Failures*, New York: McGraw-Hill Book Co., Inc.
- Medearis K., 1966, "Static and Dynamic Properties of Shear Structures," *Proc. Internatl. Symp. Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM-Inst. Ing., 6.
- Medvedev, S. V., 1953, "Novaya Seysmicheskaya Shkala, *Trudy Geophys. Inst. Akad. Nauk. USSR*, 21, 148.
- Medvedev, S. V., and W. Sponheuer, 1969, "Scale of Seismic Intensity," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, A—2, 143—53.
- Meli, R., and R. Díaz de Cossío, 1964, "Evaluación de Daños en un Miembro de Concreto Reforzado," *Rev. IMCYC*, 2(11), 38—67.
- Meli, R., and L. Esteva, 1968, "Comportamiento de Muros de Mampostería Hueca ante Carga Lateral Alternada," *Segundo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Mexico.
- Mercalli, G., 1902, *Boll. Soc. Sism. Ital.*, 8, 184—91.
- Miles, J. W., 1954, "On Structural Fatigue under Random Loading," *Journ. Aero. Sci.*, 21, 753—62.
- Minami, I., 1969, "On a Vibration Characteristic of Fill Dams in Earthquakes," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, A—5, 101—15.
- Minami, J. K. 1965, "Relocation and Reconstruction of the Town of Barce, Cyrenaica, Libya, Damaged by the Earthquake of 21 February, 1963," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 5, 96—108.
- Minami, J. K., and J. Sakurai, 1969, "Some Effects of Substructure and Adjacent Soil Interaction on the Seismic Response of Buildings," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, A-6, 71—86.
- Mindlin, R. D., 1965, "Influence of Couple-Stresses on Stress Concentrations," *Exptl. Mechs.*, 3(1), 1—7.
- Miner, M. A., 1945, "Cumulative Damage in Fatigue," *Journ. App. Mechs.*, 12(1), A159—64.
- Mizuhata, K., 1969, "Low Cycle Fatigue under Multi-Axial Stress Conditions," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B—2, 31—46.
- Monge, J. E., and L. A. Rosenberg, 1964, "Análisis Dinámico de Estructuras Fundadas en Suelo Elástico. Segunda Parte: Interacción Dinámica Entre Estructura y Suelo," *Segundo Simposio Panamericano de Estructuras*, Lima, Perú, 1, 201—10.
- Montes, R., and E. Rosenbluth, 1968, "Cortantes y Momentos Sísmicos en Chimeneas," *Segundo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Mexico.
- Morduchow, M., 1961, "On Classical Normal Modes of a Damped Linear System," *Journ. of App. Mechs.*, 28, Trans., ASME, 88, Series E, 458.
- Müller, L., 1964, "The Rock Slide in the Vajont Valley," *Rock Mechs. Engrg., Geol.*, 2(3—4), 148—212.
- Murphy, M. J., and G. N. Bycroft, 1956, "The Response of a Nonlinear Oscillator to an Earthquake," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 46(1), 57—65.
- Murphy, M. J., G. N. Bycroft, and L. W. Harrison, 1956, "Electrical Analog for Earthquake Shear Stresses in a Multi-Story Building," *Proc. First World Conf. Earthq. Engrg.*, Berkeley, Calif., 9—1—19.
- Muto, K., 1969, "Earthquake Resistant Design of 36-Storeyed Kasumigaseki Building," *Proc. Fourth World Conf. on Earthq. Eng.*, Santiago, Chile, 3, J—4, 15—33.
- Naito, T., 1960, "Fifty Years of Earthquake Engineering Practice," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 127—32.
- Nakano, K., 1965, "Experiment on Behavior of Prestressed Concrete Four-Storeyed Model Structure under Lateral Force," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 4, 572—90.
- Napedvaridze, Sh. G., 1959, "Seismostoikest Gidrotekhnicheskii Soorulenii," *Gosstroizdat*, Moscow.
- Nath, B., 1969, "Hydrodynamic Pressures on Arch Dams during Earthquakes," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, B—4, 97—105.
- National Research Council—National Academy of Engineering, 1969, *Earthquake Engineering Research*, Washington, D. C.: National Academy of Sciences.
- Neumann, F., 1954, *Earthquake Intensity and Related Ground Motion*, Seattle: Washington University Press.
- Newmark, N. M., 1943, "Numerical Procedure for Computing Deflections, Moments, and Buckling Loads," *Trans. ASCE*, 108, 1161—1234.
- _____, 1947, "Influence Charts for Computation of Vertical Displacements in Elastic Foundations," University of Illinois, Urbana: *Bull.* 367, *Engrg., Exper. Sta.*

- _____, 1952, "A Review of Cumulative Damage in Fatigue," *Symp. Fatigue and Fracture of Metals*, W. M. Murray, ed., New York: John Wiley & Sons, Inc., 197-229.
- _____, 1959, "A Method of Computation for Structural Dynamics," *Proc. ASCE*, 85(EM3), 67-94.
- _____, 1962, "A Method of Computation for Structural Dynamics," *Trans. ASCE*, 127, 1406-35.
- _____, 1965a, "Current Trends in the Seismic Analysis and Design of High Rise Structures," *Proc. Symp. Earthq. Engrg.*, University of British Columbia, 6.1-55.
- _____, 1965b, "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments," Fifth Rankine Lecture, *Géotechnique*, 15(2), 139-60.
- _____, 1968, "Problems in Wave Propagation in Soil and Rock," *Symp. Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, University of New Mexico, Albuquerque, 7-26.
- _____, 1969a, "Torsion in Symmetrical Buildings," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A-3, 19-32.
- _____, 1969b, "Design Criteria for Nuclear Reactors Subjected to Earthquake Hazards," *Proc. IAEA Panel on Aseismic Design and Testing of Nuclear Facilities*, Tokyo: Japan Earthquake Engineering Promotion Society, 90-113.
- _____, 1970, "Current Trends in the Seismic Analysis and Design of High-Rise Structures," *Earthquake Engineering*, R. L. Wiegell, ed., Englewood Cliffs, N. J.: Prentice-Hall, Inc., 403-24.
- Newmark, N. M., and W. J. Hall, 1968, "Dynamic Behavior of Reinforced and Prestressed Concrete Buildings under Horizontal Forces and the Design of Joints (Including Wind, Earthquake, Blast Effects)," *Proc. Eighth Cong. Internatl. Assoc. for Bridge and Structural Engrg.*, New York, 585-613.
- _____, 1969, "Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, B-4, 37-50.
- Nielsen, N. N., 1969, "Dynamic Response of a 90-ft Steel Frame Tower," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile.
- Nieto, J. A., and J. A. Díaz, 1969, "Material Deleznable para Modelos Dinámicos," *Ingeniería*, 39(3), 340-50.
- Nieto, J. A., E. Rosenblueth, and O. A. Rascón, 1965, "Modelo Matemático para Representar la Interacción Dinámica del Suelo y Cimentación," *Primer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Mexico. Also *Ingeniería* 36(1), 117-25.
- Nigam, N. C., and G. W. Housner, 1969, "Elastic and Inelastic Responses of Framed Structures during Earthquakes," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A-4, 89-104.
- Norris, C. H., and J. B. Wilbur, 1960, *Elementary Structural Analysis*, New York: McGraw-Hill Book Co., Inc.
- Nuclear Reactors and Earthquakes*, 1963, prepared by Lockheed Aircraft Corporation and Holmes & Narver, Inc., Washington, D. C.: U. S. Atomic Energy Commission.
- Nunnally, S. W., 1966, "Development of a Liquefaction Index for Cohesionless Soils," doctoral thesis, Northwestern University, Evanston, Ill.
- Ohsaki, Y., 1969, "The Effects of Lical Soil Conditions upon Earthquake Damage," *Soil Dynamics Specialty Conf. Seventh Internatl. Conf. Soil Mechs. and Foundation Engrg.*, Mexico, 3-32.
- Okamoto, S., K. Kato, M. Hakuno, and Y. Miyakoshi, 1961, "Observations of Earthquakes on an Arch Dam," *Trans. Japan Soc. Civil Engrs.*, 76, 1-11.
- Okamoto, S., M. Hakuno, K. Kato, and M. Otawa, 1964, "Observation of Earthquakes on an Arch Dam and Its Abutment," *Trans. Japan Soc. Civil Engrs.*, 112, 20-27.
- Okamoto, S., and K. Kato, 1969, "A Method of Dynamic Model Test of Arch Dams," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B-1, 87-97.
- Okamoto, S., C. Tamura, and K. Kato, 1968, "Nonlinear Behaviors of the Earth Dam during Earthquakes," *Bull. Earthq. Resis. Structure Res. Center*, University of Tokyo, 2, 1-16.
- Osawa, Y. T., Tanaka, M. Murakami, and Y. Kitagawa, 1969, "Earthquake Measurements in and around a Reinforced Concrete Building," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B-1, 1-16.
- Parmelee, R. A., 1967, "Building-Foundation Interaction Effects," *Proc. ASCE*, 93(EM2), 131-52.
- _____, 1969, "Universities Research Reports: Northwestern University," *Report on NSF-UCEER Conf. on Earthq. Engrg. Res.*, Universities Council for Earthquake Engineering Research, Pasadena, Calif., 96-105.
- Parzen, E., 1964, *Stochastic Processes*, San Francisco: Holden-Day, Inc.
- Patel, V. J., and K. L. Arora, 1965, "Existence of the Critical Surface in Earth Dams during Earthquakes," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand 4.441-48.
- Patel, V. J., and S. D. Bokil, 1962, "Effect of Earthquake on Pore Pressure in Earth Dam," *Proc. Second Symp. Earthq. Engrg.*, Roorkee, India, 1-10.
- Paulay, T., 1969, "The Coupling of Reinforced Concrete Shear Walls," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B-2, 75-90.
- Peck, R. B., W. E. Hanson, and T. H. Thornburn, 1953, *Foundation Engineering*, New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Pekeris, C. L., 1955, "The Seismic Surface Pulse," *Proc. NAS*, 41(7), 469-480.
- Penzien, J., 1960, "Elasto-Plastic Response of Idealized Multi-Story Structures Subjected to a Strong Motion Earthquake," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 739-60.
- _____, 1969, "Earthquake Response of Irregularly Shaped Buildings," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A-3, 75-89.
- Penzien, J., and S.-C. Liu, 1969, "Nondeterministic Analysis of Nonlinear Structures Subjected to Earthquake Excitations," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, A-1, 114-29.
- Penzien, J., Ch. F. Scheffey, and R. A. Parmelee, 1964, "Seismic Analysis of Bridges on Long Piles," *Proc. ASCE*, 90(EM3), 223-54.
- Peters, R. B., 1968, "Strong-Motion Accelerograph Evaluation," *Earthq. Engrg. Res. Lab.*, Pasadena: California Institute of Technology.
- Pfister, J. F., and E. Hognestad, 1964, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement. Part 6, Fatigue Tests," *Journ. PCA Res. Devel. Labs.*, 6(1), 65-76.
- Poceski, A., 1969, "Response Spectra for Elastic and Elastoplastic Systems Subjected to Earthquakes of Short Duration," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A-4, 171-78.
- Polyakov, S. V., B. E. Denisov, T. Zh. Zhunosov, V. I. Konovodchenko, and A. V. Cherkashin, 1969, "Investigations into Earthquake Resistance of Large-Panel Buildings," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B-1, 165-80.
- Popov, E. P., 1966, "Low-Cycle Fatigue of Steel Beam-to-Column Connections," *Proc. Internatl. Symp. Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM-Inst. Ing., 6.
- Popov, E. P., and R. E. McCarthy, 1960, "Deflection Stability of Frames under Repeated Loads," *Proc. ASCE*, 86(EM1), 61-78.
- Popov, E. P., and R. B. Pinkney, 1969, "Reliability of Steel Beam-to-Column Connections under Cyclic Loading," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, B-3, 15-30.
- Prager, W., 1957, "On Ideal Locking Materials," *Trans. Soc. of Rheol.*, 1, 169-75.
- Prince, J., 1963, "Un Nuevo Sismoscopio," *Ingeniería*, 33(1), 69-72.
- Raiffa, H., and R. Schlaifer, 1961, *Applied Statistical Decision Theory*, Cambridge, Mass: Harvard University Press.
- Ramberg, W., and W. T. Osgood, 1943, "Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters," *Technical Note 902. NACA*.
- Raphael, J. M., 1960, "The Effect of Lateral Earthquake on a High Buttress

- Dam," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 1791—1801.
- Rascón, O. A., 1965a, "Estudios Encaminados a la Predicción de Espectros de Temblores en el Valle de México," *Ingeniería*, 35(1), 41—58.
- , 1965b, "Efectos Sísmicos en Estructuras en Forma de Péndulo Invertido," *Rev. Soc. Mex. Ing. Sism.*, 3(1), 8—16.
- , 1967a, "Stochastic Model to Fatigue," *Proc. ASCE*, 93(EM3), 147—55.
- , 1967b, "Estudio Teórico y Estadístico de las Componentes de Traslación del Suelo durante un Sismo," *Ingeniería*, 37(4), 384—88.
- Rascón, O. A., and C. A. Cornell, 1969, "A Physically Based Model to Simulate Strong Earthquake Records on Firm Ground," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, A—1, 84—96.
- Rasskazovsky, V., and K. Abdurashidov, 1969, "Restoration of Stone Buildings after Earthquake," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, B—6, 83—91.
- Ravara, A. P., 1968, "Comportamento de Estrutural de Betão Armado sob a Accão dos Sismos," Tese, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal.
- Rayleigh, Lord, 1945, *Theory of Sound*, New York: Dover Publications, Inc., 130—31.
- Rea, D., R. W. Clough, J. E. Bouwkamp, and U. Vogel, 1969, "Damping Capacity of a Model Steel Structure," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B—2, 63—73.
- Reimbert, M., and A. Reimbert, 1962, *Les Silos Agricoles et Industriels*, Paris: Dunod.
- Reissner, E., 1936, "Stationäre, Axialsymmetrische, durch eine Schüttelnde Masse Erregte Schwingungen eines Homogenen Elastischen Halbraumes," *Ing. Arch.*, 7, 381—96.
- Richard, R. M., and J. E. Goldberg, 1965, "Analysis of Nonlinear Structures: Force Method," *Proc. ASCE*, 91(ST6), 33—48.
- Richart, F. E., 1962, "Foundation Vibrations," *Trans. ASCE*, 127(1), 863—925.
- Richart, F. E., A. Brandtzaeg, and R. L. Brown, 1928, "A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses," University of Illinois, Urbana: *Bull. Engrg. Exper. Sta.*, 185.
- Richter, C. F., 1958, *Elementary Seismology*, San Francisco: W. H. Freeman and Company.
- , 1959, "Seismic Regionalization," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 49(2), 123—62.
- Rinne, J. E., 1960, "Design Criteria for Shear and Overturning Moment," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 1709—23.
- Riznichenko, Y. V., 1962, "Seismic Magnitudes of Underground Nuclear Explosions," *Trans. O. Yu. Schmidt Inst. of Geophys.*, 15(182), 43—69.
- Robertson, I. A., 1966, "Forced Vertical Vibration of a Rigid Circular Disc on a Semi-Infinite Elastic Solid," *Proc. Camb. Phil. Soc.*, 62, 41.
- Rocha, M., 1965, *Mechanical Behavior of Rock Foundations in Concrete Dams*, Memória No. 244, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal.
- Rodríguez-Caballero, M., 1966, "Algunos Modelos Matemáticos para la Solución Óptima del Problema de Diseño Sísmico de Estructuras," *Ingeniería*, 36(4), 420—32.
- Roesset, J. M., and R. V. Whitman, 1969, "Theoretical Background for Amplification Studies. 5, Effect of Local Soil Conditions upon Earthquake Damage," *Soils Publication 231*, R69—15, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.
- Rojansky, V., 1948, "Gyrograms for Simple Harmonic Systems Subjected to External Forces," *Journ. of App. Phys.*, 19(3), 297—301.
- Rosenblueth, E., 1951, "A Basis for Aseismic Design," doctoral thesis, University of Illinois, Urbana, Ill.
- , 1952a, "Diseño Sísmico de las Estructuras Simples," *Ediciones ICA*, B, 10.
- , 1952b, "Diseño Sísmico de las Estructuras Elásticas," *Ediciones ICA*, B, 13.
- , 1959, "Teoría de la Carga Viva en Edificios," *Ingeniería*, 29(4), 51—72.
- , 1960, "Aseismic Provisions for the Federal District, Mexico," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 2009—26.
- , 1961, "Temblores Chilenos de Mayo 1960: Sus Efectos en Estructuras Civiles," *Ingeniería*, 31(1), 1—31.
- , 1964a, discussion of Arias and Husid (1962b), *Rev. IDIEM*, 3(1), 63—65.
- , 1964b, "Tratamiento Inelástico," *Diseño Sísmico de Estructuras*, Part 3 6, 8.1—8.33, Soc. Mex. Ing. Sísmica.
- , 1964c, Probabilistic Design to Resist Earthquakes," *Proc. ASCE*, 90(EM5), 189—219.
- , 1965, "Slenderness Effects in Buildings," *Proc. ASCE*, 91(ST1), 229—52.
- , 1966, "Consideraciones Sobre el Diseño Sísmico," *Ingeniería Civil*, 132, 6—25.
- , 1968a, "Presión Hidrodinámica en Presas Debida a Aceleración Vertical con Refracción en el Fondo," *Segundo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Mexico, 3.
- , 1968b, "Presión Hidrodinámica en Cortinas de Gravedad," *Inst. Ing. Publ. No.* 161.
- , 1968c, "Sobre la Respuesta Sísmica de Estructuras de Comportamiento Lineal," *Segundo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Mexico, 1.
- , 1969a, "Seismicity and Earthquake Simulation," *Report on NSF—UCEER Conf. on Earthq. Engrg. Res.*, Universities Council for Engineering Research, Pasadena, Cal., 47—64.
- , 1969b, "Confiabilidad y Utilidad en Ingeniería," *Ingeniería*, 39(3), 421—35.
- Rosenblueth, E., and J. I. Bustamente, 1962, "Distribution of Structural Response to Earthquakes," *Proc. ASCE*, 88(EM3), 75—106.
- Rosenblueth, E., and R. Díaz de Cossío, 1964, "Instability Considerations in Limit Design of Concrete Frames," *Proc. Internatl. Symp. Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, Miami, Fla., 439—63.
- Rosenblueth, E., and J. Florduy, 1969a, "Responses of Linear Systems to Certain Transient Disturbances," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, A—1, 185—96.
- , 1969b, "Características de los Temblores en la Arcilla de la Ciudad de México," *Nabor Carrillo. El Hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto Texcoco*, contribución de Proyecto Texcoco al Séptimo Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Secretaría de Hacienda y Crédito Público, Fiduciaria: Nacional Financiera, S. A., Mexico, 287—328.
- Rosenblueth, E., and L. Esteva, 1962, "Folleto Complementario: Diseño Sísmico de Edificios, Proyecto de Reglamento de las Construcciones en el Distrito Federal," Ediciones Ingeniería, Mexico.
- Rosenblueth, E., and I. Herrera, 1964, "On a Kind of Hysteretic Damping," *Proc. ASCE*, 90(EM4), 37—48.
- Rosenblueth, E., R. J. Marsal, and F. Hiriart, 1958, "Los Efectos del Terremoto del 28 de Julio y la Consiguiente Revisión de los Criterios para el Diseño Sísmico de Estructuras," *Ingeniería*, 28(1), 1—28.
- Rosenblueth, E., and J. Prince, 1965, "El Temblor de San Salvador, 3 de Mayo 1965: Ingeniería Sísmica," *Rev. Soc. Mex. Ing. Sism.*, 3(2), 33—60.
- Roy, H. E. H., and M. A. Sozen, 1964, "Ductility of Concrete," *Proc. Internatl. Symp. Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, Miami, Fla., 213—35.
- Royles, R., 1966, "Mild Steel Beams under Low Cycle Fatigue Conditions," *Proc. Internatl. Symp. Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM-Inst. Ing., 4.
- Rubin, S., 1961, "Concepts in Shock Data Analysis," in *Shock and Vibration Handbook*, C. M. Harris and C. E. Crede, eds., New York: McGraw-Hill Book Co., Inc, Chap. 23.
- Rudolph, E., and E. Tams, 1907, "Seismogramme des Nordpazifischen und Sudamerikanischen Erdbeben vom 16 August 1906," *Inter. Seis. Ass.*, 1, E., 98.

- Ruge, A. C., 1938, "Earthquake Resistance of Elevated Water Tanks," *Trans. ASCE*, 103, 889—949.
- Rumman, W. S., 1967, "Earthquake Forces in Reinforced Concrete Chimneys," *Proc. ASCE*, 93(ST6), 55—70.
- Rüsch, H., 1960, "Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete," *Proc. ACI*, 57(1), 1—28.
- Sakurai, A., and T. Takahashi, 1969, "Dynamic Stresses of Underground Pipe Lines during Earthquakes," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, B—4, 81—96.
- Salmon, E. H., 1953, *Materials and Structures*, vol. 1, London: Longman Group Limited.
- Salvadori, M. G., and M. L. Baron, 1952, *Numerical Methods in Engineering*, Englewood Cliffs, N. J.: Prentice-Hall, Inc., 91—132.
- Salvadori, M. G., R. Skalak, and P. Weidlinger, 1960, "Waves and Shocks in Locking Dissipative Media," *Proc. ASCE*, 86(EM3), 77—105.
- , 1961, "Spherical Waves in a Plastic Locking Medium," *Proc. ASCE*, 87(EM1), 1—11.
- Sandi, H., 1960, "A Theoretical Investigation of the Interaction between Ground and Structure during Earthquakes," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 1327—43.
- Saul, W. E., J. F. Fleming, and S. L. Lee, 1965, "Dynamic Analysis of Bilinear Inelastic Multiple Story Shear Buildings," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 2, 533—51.
- Schlaifer, R., 1959, *Probability and Statistics for Business Decisions*, New York: McGraw-Hill Book Co., Inc.
- Seed, H. B., 1960, "Soil Strength during Earthquakes," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 183—95.
- , 1966, "A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams," *Proc. ASCE*, 92(SM1), 13—41.
- Seed, H. B., and R. E. Goodman, 1964, "Earthquake Stability of Slopes of Cohesionless Soils," *Proc. ASCE*, 90(SM6), 43—73.
- Seed, H. B., and I. M. Idriss, 1966, "An Analysis of Soil Liquefaction in the Niigata Earthquake," *Proc. ASCE*, 93(SM3), 83—108.
- Seed, H. B., I. M. Idriss, and F. W. Kiefer, 1968, "Characteristics of Rock Motions during Earthquakes," *Earthq. Engrg. Res. Center*, Report EERC 68-5, Berkeley: University of California.
- Seed, H. B., and K. L. Lee, 1966, "Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading," *Proc. ASCE*, 92(SM6), 105—34.
- Seling, E. T., 1964, "Characteristics of Stress Wave Propagation in Soil," *Proc. Symp. Soil-Structure Interaction*, University of Arizona, Tucson, Ariz., 27—61.
- Sezawa, K., 1927a, "Dispersion of Elastic Waves," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, Univ. of Tokyo, 3, 1—18.
- , 1927b, "On the Decay of Waves in Visco-Elastic Soil Bodies," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, 3, 43—54.
- Sezawa, K., and K. Kanai, 1932, "Vibrations of a Single-Storeyed Framed Structure," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, Univ. of Tokyo, 10(3), 767—802.
- Shannon and Wilson Inc., 1964, "Anchorage Area Soil Studies, Alaska," Report to U. S. Army Engineer District, Anchorage, Alaska.
- Sherard, J. L., 1967, "Earthquake Considerations in Earth Dam Design," *Proc. ASCE*, 93(SM4), 377—401.
- Sherard, J. L., R. J. Woodward, S. F. Gizienski, and W. A. Clevenger, 1963, *Earth and Earth-Rock Dams*, New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Sheth, R., 1959, "Effect of Inelastic Action on the Response of Simple Structures to Earthquake Motions," master's thesis, University of Illinois, Urbana, Ill.
- Shibata, A., J. Onose, and T. Shiga, 1969, "Torsional Response of Buildings to Strong Earthquake Motions," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A—4, 123—38.
- Shinozuka, M., 1964, "Probability of Structural Failure under Random Loading," *Proc. ASCE*, 90(EM5), 147—70.
- Sieberg, A., 1923, *Erdbebenkunde*, Jena, Germany: Gustav Fischer, 102—104.
- Sinha, B. P., K. H. Gerstle, and L. G. Tulin, 1964a, "Stress-Strain Relations for Concrete Under Cyclic Loading," *Proc. ACI*, 61(2), 195—211.
- , 1964b, "Response of Singly Reinforced Beams to Cyclic Loading," *Proc. ACI*, 61(8), 1021—37.
- Smith, B. S., 1962, "Lateral Stiffness of Infilled Frames," *Proc. ASCE*, 88(ST6), 183—99.
- , 1966, "Behavior of Square Infilled Frames," *Proc. ASCE*, 92(ST1), 381—403.
- Smith, R. H., 1958, "Numerical Integration for One-Dimensional Stress Waves," doctoral thesis, University of Illinois, Urbana, Ill.
- Sneddon, I. N., 1951, *Fourier Transforms*, New York: McGraw-Hill Book Inc.
- Soroka, W. W., 1961, "Analog Methods of Analysis," in *Shock and Vibration Handbook*, C. M. Harris and C. E. Crede, eds., New York: McGraw-Hill Book Co. Inc., Chap. 29.
- Sozen, M. A., and N. N. Nielsen, 1966, "Earthquake Resistance of Reinforced Concrete Frames," *Proc. Internatl. Symp. Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM-Inst. Ing., 6.
- Spencer, R. A., 1968, "Stiffness and Damping of Cyclically Loaded Prestressed Concrete Members," *Segundo Congreso Nacional de Ingenieria Sismica*, Veracruz, Mexico, 1.
- , 1969, "The Nonlinear Response of a Multistory Prestressed Concrete Structure to Earthquake Excitation," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A—4, 139—54.
- Steinbrugge, K. V., and R. Flores A., 1963, "The Chilean Earthquakes of May, 1960: A Structural Engineering Viewpoint," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 53(2), 225—307.
- Sung, T. Y., 1953, "Vibrations in Semi-Infinite Solids due to Periodic Surface Loading," *Symposium on Dynamic Testing of Soils*, *ASTM Spec. Techn. Publ.* 156, 35—63.
- Sutherland, H., and H. L. Bowman, 1958, *Structural Theory*, New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Sutherland, J. G., and L. E. Goodman, 1951, "Vibrations of Prismatic Bars Including Rotary Inertia and Shear Corrections," *Rept. N6-ORI-71*, T. O. 6, Project NR-064-183, pp. 1—23.
- Tajimi, H., 1960, "A Statistical Method of Determining the Maximum Response of a Building Structure during an Earthquake," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 781—97.
- Tajimi, H., 1969, "Dynamic Analysis of a Structure Embedded in an Elastic Stratum," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, A—6, 53—64.
- Takahasi, R., 1955, "A Short Note on a Graphical Solution of the Spectral Responses of the Ground," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, University of Tokyo, 33, 259—64.
- Takahasi, R., and K. Hirano, 1941, "Seismic Vibrations of Soft Ground," *Bull. Earthq. Res. Inst.*, Univ. of Tokyo, 19, 534—43.
- Takahashi, T., 1969, "Vibration Studies of a Arch Dam," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B—1, 61—71.
- Tamura, R., M. Murakami, Y. Osawa, N. Miyajima, and Y. Tanaka, 1969, "A Vibration Test of a Large Model Steel Frame with Precast Concrete Panel until Failure," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B—2, 15—30.
- Tanabashi, R., and K. Kaneta, 1962, "On the Relation Between the Restoring Force Characteristics of Structures and the Pattern of Earthquake Ground Motions," *Proc. Japan Natl. Symp. Earthq. Engrg.*, Tokyo, Japan, 57—62.
- Taylor, P. W., and J. M. O. Hughes, 1965, "Dynamic Properties of Foundation Subsoils as Determined from Laboratory Tests," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 1, 196—212.

Tezcan, S. S., 1966, "Computer Analysis of Plane and Space Structures," *Proc. ASCE*, 92(ST2), 143—73.

Thrall, R. M., 1954, "Applications of Multidimensional Utility Theory," in *Decision Processes*, R. N. Thrall, C. H. Coombs, and R. L. Davis, eds., New York: John Wiley & Sons, Inc., 181—86.

Timoshenko, S., and J. N. Goodier, 1951, *Theory of Elasticity*, New York: McGraw-Hill Book Co., Inc. 366—72.

Torreja, E., N. Esquillan, J. P. Mazure, G. Rinaldi, H. Rüschi, and F. G. Thomas, 1958, "Load Factors," *Proc. ACI*, 55, 567—72.

Torvi, A. A., A. T. Olson, and A. G. Davenport, 1966, "Dynamic Buckling in Modified I-Beams," *Proc. Internatl. Symp. Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM-Inst. Ing., 6.

"Trial Load Method of Analyzing Arch Dams," 1938, *Boulder Canyon Project Final Reports*, Part 5, Bull. 1, Denver, Colo.: U. S. Dept. of the Interior.

Tsuboi, C., 1958, "Earthquake Province Domain of Sympathetic Seismic Activities," *Journ. Phys. Earth*, 6(1), 35—49.

Turkstra, C. J., 1962, "A Formulation of Structural Design Decisions," doctoral thesis, University of Waterloo, Ontario, Canada.

———, 1967, "Choice of Failure Probabilities," *Proc. ASCE*, 93(ST6), 189—200.

U. S. Department of Commerce and U. S. Coast and Geodetic Survey, 1965, *Tsunami: The Story of the Seismic Sea-Wave Warning System*, Washington, D. C.: U. S. Government Printing Office.

Ulloa, A., and J. Prince, 1965, "Sismología en Presas," *Primer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Mexico.

Umemura, H., and H. Aoyama, 1969, "Evaluation of Inelastic Seismic Deflection of Reinforced Concrete Frames Based on the Tests of Members," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B—2, 91—107.

Uniform Building Code, 1967, 1967 ed., Pasadena, Calif.: International Conference of Building Officials.

Van Dorn, W. G., 1965, "Tsunamis," in *Advances in Hydrosience*, vol. 2, V. T. Chow, ed., New York and London: Academic Press, 1—48.

———, 1969, "Universities Research Reports: University of California, San Diego: Gravity Waves as a Cause of Earthquake Damage?" report on *NSF—UCEER Conf. Earthq. Engrg. Res.*, Pasadena, Calif.: Universities Council for Earthquake Engineering Research, 271—73.

Veletsos, A. S., 1969, "Maximum Deformations of Certain Nonlinear Systems," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 2, A—4, 155—70.

Veletsos, A. S., and N. M. Newmark, 1957, "Natural Frequencies of Continuous Flexural Members," *Trans. ASCE*, 122, 249—85.

———, 1960, "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions," *Proc. Second World Conf. Earthq. Engrg.*, Tokyo and Kyoto, Japan, 895—912.

———, 1964, "Design Procedures for Shock Isolation Systems of Underground Protective Structures," *Report RTD-TDR-63-3096*, vol. 3, Air Force Weapons Laboratory, Albuquerque, New Mexico.

Veletsos, A. S., N. M. Newmark, and C. V. Chelapati, 1965, "Deformation Spectra for Elastic and Elastoplastic Systems Subjected to Ground Shock and Earthquake Motions," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 2.663—82.

Vlasov, V. Z., 1961, *Thin-Walled Elastic Beams*, Jerusalem, Israel: Israel Program for Scientific Translations.

Von Alven, W. H., 1964, *Reliability Engineering*, Englewood Cliffs, N. J.: Prentice-Hall, Inc.

Von Neumann, J., and Morgenstern, 1943, *Theory of Games and Economic Behavior*, Princeton, N. J.: Princeton University Press.

Wakabayashi, M., T. Nonaka, and C. Matsui, 1969, "An Experimental Study on the Horizontal Restoring Forces in Steel Frames under Large Vertical Loads," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B—2, 177—93.

Wen, R. K., and J. G. Janssen, 1965, "Dynamic Analysis of Elasto-Inelastic Frames," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 2.713—29.

Werner, P. W., and K. J. Sundquist, 1943, "On Hydrodynamic Earthquake Effects," *Trans. Am. Geophys. Union*, 30(5), 636—57.

Westergaard, H. M., 1933a, "Water Pressures on Dams during Earthquakes," *Trans. ASCE*, 98, 418—72.

———, 1933b, "Earthquake-Shock Transmission in Tall Buildings," *Engrg. News-Record*, 111, 654—56.

White, M. P., 1942, "A Method of Calculating the Dynamic Force in a Building during an Earthquake," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 32, 193—203.

Whitman, R. V., 1969, "Equivalent Lumped System for Structure Founded upon Stratum of Soil," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, A—6, 133—42.

Whitman, R. V., and K. A. Healy, 1962, "Shearing Resistance of Sands during Rapid Loading," *Research Report R62-113*, Cambridge, Mass.: Massachusetts Institute of Technology.

Wieckowski, J., 1958, "The Influence of Material Damping on Non-Conservative Reactions of Elastic Beams during Torsional and Longitudinal Vibrations," *Archiwum Mechaniki Stosowanej*, 10(4), 479—97.

Wiegel, R. L., 1955, "Laboratory Studies of Gravity Waves Generated by the Movement of a Submerged Body," *Trans. Am. Geophys. Union*, 36(5), 759—74.

Wiegel, R. L., 1964, *Oceanographical Engineering*, Englewood Cliffs, N. J.: Prentice-Hall, Inc.

Wiggins, J. H., 1961, *The Effect of Soft Surficial Layering on Earthquake Intensity*, doctoral thesis, Urbana: University of Illinois.

Wilbur, J. B., 1934, "A New Method for Analyzing Stresses Due to Lateral Forces in Building Frames," *Journ. Boston Soc. Civil Engrs.*, 21(1), 45—56.

———, 1935, "Distribution of Wind Loads to the Bents of a Building," *Journ. Boston Soc. Civil Engrs.*, 22(4), 253—59.

Wilkinson, J. H., 1960, "Householder's Method for the Solution of the Algebraic Eigenvalue Problem," *Computer Journ.*, 3, 23—27.

Wilson, B. W., L. M. Webb, and J. A. Hendrickson, 1962, "The Nature of Tsunamis, Their Generation and Dispersion in Water of Finite Depth," Technical Report SN57-2, National Engineering Science Company, for U. S. Coast and Geodetic Survey.

Wilson, E. L., 1969, "A Method of Analysis of the Evaluation of Foundation-Structure Interaction," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 3, A—6, 87—99.

Wood, H. O., and F. Neumann, 1931, "Modified Mercalli Intensity Scale of 1931," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 21, 277—83.

Wright, D. T. and R. Green, 1959, "Human Sensitivity to Vibration," *Report No. 7*, Dept. of Civil Engrg., Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.

Yamada, M., 1969, "Low Cycle Fatigue Fracture Limits of Various Kinds of Structural Members Subjected to Alternately Repeated Plastic Bending under Axial Compression as an Evaluation Basis or Design Criteria for Aseismic Capacity," *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engrg.*, Santiago, Chile, 1, B—2, 137—51.

Yamada, M., H. Kawamura, and S. Furui, 1966, "Low Cycle Fatigue of Reinforced Concrete Columns," *Proc. Internatl. Symp. Effects Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM-Inst. Ing., 6.

Yamamoto, S., and N. Suzuki, 1965, "Experimental and Theoretical Analysis of Response Against Earthquakes of Tower Structures Having Non-Uniform Sections Governed by Bending Vibrations," *Proc. Third World Conf. Earthq. Engrg.*, Auckland and Wellington, New Zealand, 2.730—47.

Yao, J. T. P., 1969, "University of New Mexico: Adaptive Systems for Seismic Structures," report on *NSF—UCEER Conf. on Earthq. Engrg. Res.*, Pasadena, Calif.: Universities Council for Earthquake Engineering Research, 142—50.

Yao, J. T. P., and W. H. Munse, 1962, "Low-Cycle Axial Fatigue Behavior of Mild Steel," *ASTM Spec. Techn. Publ.* 338, 5—24.

Yeh, H. Y., 1969, "Random Vibration of Piecewise Linear Systems Excited by Nonstationary Shot Noise," doctoral thesis, University of New Mexico, Albuquerque, New Mexico.

Yeh, H. Y., and J. T. P. Yao, 1969, "Response of Bilinear Structural Systems to Earthquake Loads," presented at the ASME Vibrations Conf., Philadelphia, Pa., *ASME Preprint* 69-VIBR-20.

Yokobori, T., 1964, *The Strength, Fracture and Fatigue of Materials*, The Netherlands: P. Noordhoff Ltd.

Zangar, C. N., 1953, "Hydrodynamic Pressures on Dams due to Horizontal Earthquakes," *Proc. Soc. Ex. Stress Anal.*, 10(2), 93—102.

Zangar, C. N., and R. J. Haefeli, 1952, "Electric Analog Indicates Effect of Horizontal Earthquake Shock on Dams," *Civil Engrg.*, 22(4), 278—79.

Zeevaert, L., 1963, "Mediciones y Cálculos Sísmicos durante los Temblores Registrados en la Ciudad de México en Mayo de 1962," *Bol. Soc. Mex. Ing. Sism.*, 1(1), 1—16.

—, 1964, "Strong Ground Motions Recorded during Earthquakes of May the 11th and 19th, 1962 in Mexico City," *Bull. Seism. Soc. Am.*, 54(1), 209—31.

Zeevaert, L., and N. M. Newmark, 1956, "Aseismic Design of Latino Americana Tower in Mexico City," *Proc. First World Conf. Earthq. Engrg.*, Berkeley, Calif., 35.1—11.

Айзенберг Я. М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. М., Стройиздат, 1976.

Болотин В. В. Статические методы в строительной механике. Стройиздат, 1965.

Гольденблат И. И., Николаенко Н. А. Расчет конструкций на действие сейсмических и импульсивных сил. М., Госстройиздат, 1961.

Егупов В. К. Расчет зданий на прочность, устойчивость и колебания. Киев, «Будівельник», 1965.

Жунусов Т. Ж. и др. Поведение зданий и сооружений в г. Джамбуле при землетрясении 10 мая 1971 г. Алма-Ата, изд-во «Казахстан», 1974.

Завриев К. С., Назаров А. Г., Айзенберг Я. М., Дабриния С. С., Карцивадзе Г. Н., Рассказовский В. Т., Хачиян Э. Е., Шагинян С. А. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1970.

Карапетян Б. К., Карапетян Н. К. Сейсмические воздействия на здания и сооружения. М., Наука, 1978 (159).

Корчинский И. Л., Поляков С. В., Быховский В. А., Дузинкевич С. Ю., Павлык В. С. Основы проектирования зданий в сейсмических районах. М., Госстройиздат, 1961.

Мартемьянов А. И. Инженерный анализ последствий землетрясений 1946 и 1966 гг. в Ташкенте. Ташкент, «Фан», 1969.

Медведев С. В. Инженерная сейсмология, М., Госстройиздат, 1962.

Назаров А. Г., Дабриния С. С. Основы количественного определения интенсивности сильных землетрясений. Ереван, изд-во АН АрмССР, 1974.

Напетваридзе Ш. Г. Вопросы теории сейсмостойкости сооружений. Тбилиси, изд-во АН ГрузССР, 1956.

Николаенко Н. А. Вероятностные методы динамического расчета машиностроительных конструкций. М., Машиностроение, 1967.

Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий. М., Высшая школа, 1969.

Рассказовский В. Т. Основы физических методов определения сейсмических воздействий. Ташкент, «Фан», 1973.

Рашидов Т. Р. Динамическая теория сейсмостойкости сложных систем подземных сооружений. Ташкент, «Фан», 1973.

Хачиян Э. Е. Сейсмические воздействия на высотные здания и сооружения. Ереван, «Айастан», 1973.

Шапиро Г. А., Ашкинадзе Г. Н., Симон Ю. А. Вибрационный метод испытания жилых и общественных зданий. М., центр. н.-т. информации по гражд. строительству и архитектуре, 1967.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие к русскому изданию	5
ЧАСТЬ I	
Глава 1. Характеристика землетрясений	6
1.1. Причина землетрясений	6
1.2. Фокус, магнитуда и интенсивность	8
1.3. Типы сейсмических волн	12
1.4. Характеристики сильных движений грунта	17
1.5. Связь параметров движения грунта с магнитудой и фокусным расстоянием	21
1.6. Три составляющие поступательного движения грунта	31
1.7. Вращательные составляющие и другие пространственные характеристики движений грунта	35
Глава 2. Сейсмичность	39
2.1. Введение	39
2.2. Локальная сейсмичность	42
2.3. Региональная сейсмичность	54
2.4. Микрорайонирование	60
Глава 3. Распределение вероятностей для ординат спектров реакций сооружений	61
3.1. Предмет настоящей главы	61
3.2. Стохастические процессы	62
3.3. Моделирование землетрясений с помощью «отрезков белого шума»	64
3.4. Моделирование землетрясений с помощью стационарных гауссовских процессов	72
3.5. Моделирование землетрясений с помощью нестационарных гауссовских процессов	78
3.6. Ожидаемые значения ординат спектров при землетрясениях второй группы	79
3.7. Фильтрация землетрясений через слон мягкого грунта с линейными характеристиками	82
3.8. Фильтрация землетрясений через нелинейные среды	94
3.9. Моделирование землетрясений на вычислительных машинах	95
3.10. Распределение вероятностей, для сейсмической реакции	99
Глава 4. Реакция линейных систем со многими степенями свободы.	100
4.1. Введение	100
4.2. Реакция сооружений при белом шуме	104
4.3. Реакции при гауссовском процессе и при землетрясениях	109
4.4. Применение полученных результатов к брусу, работающему на сдвиг, с постоянными параметрами	110
4.5. Реакция сооружений при одновременном действии нескольких составляющих движения грунта	113
4.6. Гибкие трубопроводы и туннели	115
Глава 5. Реакции нелинейных систем	116
5.1. Введение	116
5.2. Нелинейные критерии разрушения	117
5.3. Системы с одной степенью свободы и симметричной нелинейной зависимостью сила-деформация	119

5.4. Системы с одной степенью свободы и асимметричной кривой сила — перемещение	115
5.5. Сооружения со многими степенями свободы	115
5.6. Месткопластические системы с распределенными параметрами	115
Глава 6. Работа материалов и конструктивных элементов при сей- смических нагрузках	160
6.1. Введение	160
6.2. Затухание	162
6.3. Влияние скорости нагружения	164
6.4. Многоцикловая усталость образцов простой формы	170
6.5. Поведение образцов простой формы при малоцикловых нагружениях	172
6.6. Поведение конструктивных элементов	176
6.7. Работа сооружений	200
6.8. Реакция человека на воздействие землетрясений	204
6.9. Поведение грунтов	205
Часть II. Проектирование	222
Глава 7. Основные положения проектирования сейсмических соору- жений	222
7.1. Цель проектирования	222
7.2. Простые линейные системы с детерминистскими параметрами	238
7.3. Простые линейные системы со случайными параметрами	244
7.4. Линейные системы со многими степенями свободы	249
7.5. Нелинейные системы	256
Глава 8. Расчет зданий на сейсмические нагрузки	260
8.1. Расчетные спектры	260
8.2. Сейсмический коэффициент	266
8.3. Об определении форм собственных колебаний	266
8.4. Распределение перерезывающих сил	267
8.5. Выступающие элементы	274
8.6. Крутящие моменты по этажам	276
8.7. Опрокидывающие моменты	287
8.8. Предельные углы отклонения при перемещениях этажей	295
8.9. Общие методы расчета сооружений	302
8.10. Учет вертикальных сил	304
8.11. Расчет фундаментов	305
8.12. Выбор конструктивного решения	307
8.13. «Синтетический» метод проектирования	317
Список литературы	318

Однако этот вывод несправедлив в тех случаях, когда форма функций ψ_k такова, что значительная корреляция между различными \ddot{x}_k приводит к ощутимой корреляции между величинами $\ddot{x}_k(\tau)\psi_k(t-\tau)$. В частности, если функции ψ , относящиеся к двум ортогональным направлениям, подобны друг другу, могут оказаться связанными и соответствующие «формы» собственных колебаний.

При наличии зависимости между степенями свободы, относящимися к ортогональным вертикальным плоскостям, формы собственных колебаний не являются перемещениями, полностью лежащими в вертикальных плоскостях. Подобная зависимость может иметь место в реальном здании. В то же время при обычном представлении сооружения, основанном на проектных значениях его геометрических и механических характеристик, эта зависимость не обнаруживается.

Зависимость может быть связана с незначительными отклонениями от радиальной симметрии в вертикальных элементах кольцевого сечения. В этих случаях ожидаемые значения максимальных реакций обычно оказываются намного больше тех значений, которые мы находим без учета такой зависимости. Характерный пример (дымовая труба, номинально обладающая радиальной симметрией) был рассмотрен Иамото и Сузуки (1965). В принципе для подобных случаев также можно использовать вероятностный подход, соответственно изменяя вид переходных функций.

Во многих практических задачах корреляция между составляющими движения оказывается весьма сильной. Это в особенности относится к случаям, когда такие составляющие вызывают параллельные перемещения опор различного вида или вращательные и поступательные перемещения фундаментов большой длины. Например, записи одного из землетрясений указывают на такие перемещения противоположных сторон ущелья, перекрытого арочной плотиной, которые можно рассматривать как примерно одинаковые, если не считать сдвиг по фазе, по-видимому, медленно изменявшихся в течение землетрясения (Okamoto и др., 1961).

Если при моделировании движения мы принимаем возмущения вдоль каких-либо двух степеней свободы основания одинаковыми, с постоянным сдвигом по времени между ними, то для них можно использовать единую переходную функцию, полагая, что оба возмущения возникают в сооружении, основании которого имеет только одну степень свободы. Таким образом выражение

$$q(t) = \int_0^t [\ddot{x}_1(\tau)\psi_1(t-\tau) + \ddot{x}_1(\tau-t_{12})\psi_2(t-\tau)] d\tau.$$

где t_{12} — сдвиг по времени, может быть записано в виде

$$q(t) = \int_{-t_{12}}^t \ddot{x}_1(\tau)\psi_{12}(t-\tau) d\tau,$$

где

$$\psi_{12}(t) = \begin{cases} \psi_1(t) & \text{при } t < t_{12} \\ \psi_1(t) + \psi_2(t-t_{12}) & \text{при } t \geq t_{12}. \end{cases}$$

Аналогично можно поступать и при иных типах корреляций между различными \ddot{x}_k . Основное затруднение состоит в недостаточности информации о корреляциях между составляющими. При расчете ответственных сооружений целесообразно проанализировать принятые корреляции, связать каждую из них с определенной вероятностью и затем подсчитать распределения вероятностей для реакций.

4.6. Гибкие трубопроводы и туннели

Сооружения большой протяженности, непрерывно опирающиеся на грунт, образуют особый класс систем, основания которых имеют весьма большое — фактически бесконечное — число степеней свободы. Примерами таких сооружений являются трубопроводы, туннели, дорожное полотно. В тех случаях, когда сооружение достаточно гибко по сравнению с окружающим его или подстилающим грунтом, его перемещения и деформации будут в основном соответствовать перемещениям и деформациям грунта при отсутствии сооружения. Исходя из этого, можно предложить весьма простой приближенный способ определения напряжений в таких сооружениях. Если сооружение расположено под землей, перемещения почвы можно обычно подсчитать с достаточной точностью на основе перемещений нижележащего грунта, приняв во внимание распространение и отражение волн.

Перемещения почвы могут быть разложены на составляющие, связанные с типом волн — поперечными, продольными и различными видами поверхностных. В свою очередь перемещения, связанные с каждым типом волны, будут иметь составляющие по направлению продольной оси сооружения и двух главных осей инерции его поперечного сечения. Рассмотрим какую-либо из этих составляющих и предположим, что она связана с волной, которая со скоростью c распространяется вдоль сооружения. Пусть x означает эту составляющую, а X — координатную ось, направленную вдоль сооружения. При однородном и линейно-упругом грунте перемещения будут удовлетворять дифференциальному уравнению

$$\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 x}{\partial X^2}.$$

Отсюда следует, что кривизна сооружения равна \ddot{x}/c , где \ddot{x} — ускорение грунта, перпендикулярное оси сооружения и вызван-