

С. В. ПОЛЯКОВ
доктор технических наук, профессор

Л. Ш. КИЛИМНИК
кандидат технических наук,

ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва

Т. Ж. ЖУНУСОВ
доктор технических наук, профессор

И. Е. ИЦКОВ
кандидат технических наук

Г. Л. НИКИПОРЕЦ
кандидат технических наук,

Казпромстрой НИИпроект Госстроя Казахской ССР, Алма-Ата

ОТ РЕДАКЦИИ

В 1986 году в журнале «Строительная механика и расчет сооружений» (№2) С.В. Поляковым с соавторами была опубликована статья «Методика анализа результатов вибрационных испытаний зданий и крупномасштабных моделей». До сих пор статья не утратила актуальность и научную значимость. Так как статья доступна исследователям только в библиотечных фондах, редакция журнала «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» приняла решение повторить ее публикацию, доработав статью в соответствии с современными требованиями. Аннотация, ключевые слова и перевод на английский язык подготовлены ученым секретарем редакционной коллегии, к.т.н. Л.Н. Смирновой.

УДК 69.001.5:624.042.7

МЕТОДИКА АНАЛИЗА РЕЗУЛЬТАТОВ ВИБРАЦИОННЫХ ИСПЫТАНИЙ ЗДАНИЙ И КРУПНОМАСШТАБНЫХ МОДЕЛЕЙ

Расчетные сейсмические нагрузки на здания и сооружения могут определяться двумя методами: на основе спектрального подхода и путем «прямых» динамических расчетов, основанных на использовании реальных или синтезированных акселерограмм землетрясений. Для выявления фактических прочностных, деформационных и динамических характеристик зданий и сооружений в процессе деформирования в последние годы широко используются испытания натурных объектов.

Авторами статьи предлагается методика приближенного анализа результатов вибрационных испытаний, которая основана на спектральном подходе, обладающем с точки зрения практической реализации рядом существенных преимуществ.

В статье вводятся впервые понятия «диаграмм изменения параметров системы в процессе неупругого деформирования» («диаграммы параметров»), «спектров реакции условных линейных диссипативно-нестационарных систем» и «спектра состояний» систем с изменяющимися динамическими характеристиками.

Для обоснования предлагаемой методики оценки результатов вибрационных испытаний был выполнен анализ опытных дан-

ных, полученный при экспериментальных исследованиях крупномасштабных моделей объемноблочных зданий.

Ключевые слова: расчетные сейсмические нагрузки, диаграммы параметров, спектральный метод, спектр состояний, спектры реакции условных линейных диссипативно-нестационарных систем, испытания натурных объектов, крупномасштабная модель.

В соответствии с основными положениями норм по сейсмостойкому строительству (глава СНиП II-7-81) расчетные сейсмические нагрузки на здания и сооружения могут определяться двумя методами: на основе спектрального подхода и путем «прямых» динамических расчетов, основанных на использовании реальных или синтезированных акселерограмм землетрясений.

Спектральный метод в традиционной постановке позволяет определять эквивалентные статические нагрузки, действующие на конструктивные системы, условно рассма-

триваемые как упругие. Расчетные модели, используемые при выполнении прямых динамических расчетов, обычно должны учитывать возможность развития неупругих деформаций конструкций.

Для выявления фактических прочностных, деформационных и динамических характеристик зданий и сооружений в процессе деформирования в последние годы широко используются испытания натуральных объектов, а также их фрагментов и крупномасштабных моделей с помощью вибромашин и виброплатформ [1, 2].

На основании анализа результатов вибрационных испытаний к настоящему времени разработана методика оценки параметров деформирования конструкций за пределами упругой работы с построением гистерезисных зависимостей «восстанавливающая сила-перемещение» [2, 3]. Предложены подходы для описания аналитических зависимостей между инерционными нагрузками и параметрами деформирования конструкций с учетом накопления повреждений [4]. Проведен анализ последовательности состояний систем в процессе неупругого деформирования и ее влияния на формирование сейсмических нагрузок [5, 6]. Введено понятие «спектра состояний» систем с изменяющимися динамическими характеристиками [7].

Вместе с тем получаемая при вибрационных испытаниях информация в недостаточной мере используется для формирования расчетных моделей сооружений, оценки приемлемости их конструктивных решений с точки зрения сейсмостойкости.

Одной из основных задач анализа результатов вибрационных испытаний является оценка резервов несущей и деформационной способности экспериментальных объектов при реальных сейсмических воздействиях различной интенсивности и спектрального состава. Используемые обычно для решения этой задачи методы определения сейсмической реакции конструкций с учетом неупругого характера деформирования базируются, как правило, на численном интегрировании нелинейных дифференциальных уравнений движения. Подобный подход связан с необходимостью идентификации структуры и параметров принятой математической модели, что должно обеспечить совпадение параметров реакции модели и реального физического объекта при одинаковых входных воздействиях. Идентификация параметров математических моделей и физических объектов представляет собой достаточно трудоемкий процесс, реализация которого требует введения определенных допущений. Последние могут приводить к погрешностям, оценка величин которых в ряде случаев затруднительна.

Предлагаемая методика приближенного анализа результатов вибрационных испытаний основана на спектральном подходе, обладающем с точки зрения практической реализации рядом существенных преимуществ (простота алгоритмизации, наглядность результатов и т. п.). Однако при этом понятие спектра сейсмической реакции должно быть существенно расширено.

Рассматриваются конструктивные системы, расчетные схемы которых с достаточной для практических целей точностью могут быть представлены в виде одномассовых (одномерных) моделей, а диаграммы деформирования описаны одной (рис. 1, а) или набором нелинейно-упругих

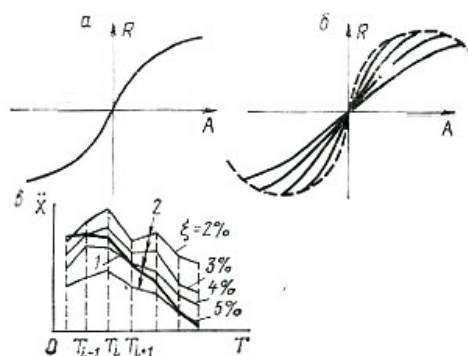


Рисунок 1

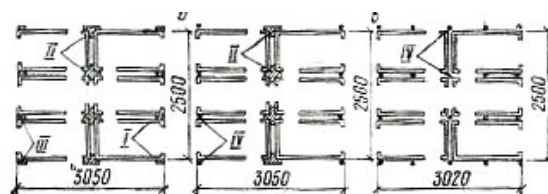


Рисунок 2

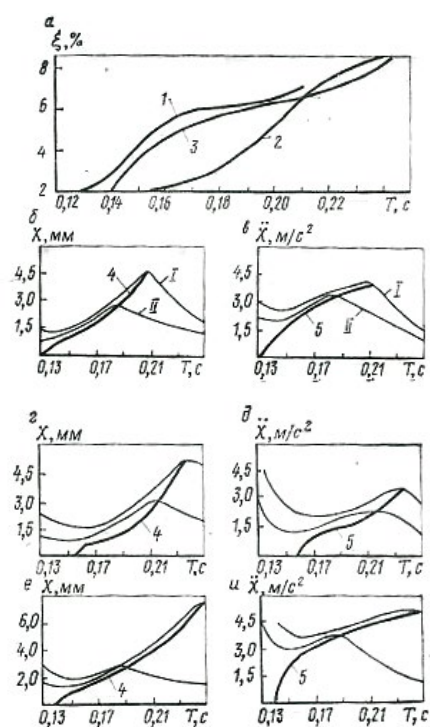


Рисунок 3

зависимостей (рис. 1, б). Внутреннее трение характеризуется переменным параметром эквивалентного вязкого трения условной линейной системы.

Для отражения возможных повреждений конструкций, изменения их прочностных, деформационных и диссипативных параметров при внешних воздействиях, а также оценки фактических величин действующих на сооружение нагрузок введем понятие «диаграмм изменения параметров системы в процессе неупругого деформирования» (именуемых в дальнейшем «диаграммы параметров») и «спектров реакции условных линейных диссипативно-нестационарных

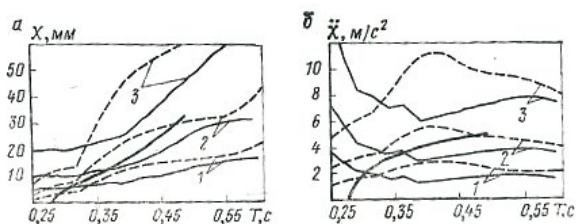


Рисунок 4

систем» (спектры реакции ДНС).

Диаграммы параметров системы в процессе неупругого деформирования определяются на основе вибрационных испытаний и количественно характеризуют процесс накопления повреждений, способность к восприятию внешних нагрузок, развитию неупругих деформаций и диссипации энергии. Они могут быть представлены в виде функциональных зависимостей от периодов собственных колебаний T_i . Каждая из диаграмм параметров для рассматриваемых систем представляется набором точек соответственно $\xi_i(T_i)$, $x_i(T_i)$, $\dot{x}_i(T_i)$, $\ddot{x}_i(T_i)$ и $d_i(T_i)$, где i – номер этапа вибрационных испытаний (состояние системы); T_i – период собственных колебаний условного линейного осциллятора, равный резонансному периоду колебаний физической системы на i -м этапе вибрационных испытаний; x_i , \dot{x}_i , \ddot{x}_i – амплитуды перемещения, скорости и ускорения, зафиксированные в уровне, имеющем значение коэффициента формы колебаний $\eta_{ik} = 1$, или приведенные пересчетом к этому уровню (для приведения расчетной модели здания к системе с одной степенью свободы); ξ_i – коэффициент внутреннего вязкого трения (в долях от критического), определенный для условной линейной системы с периодом T_i , исходя из равенства параметров реакции (например, x_i) физической и условной линейной системы; d_i – степень повреждения или количественная характеристика повреждений испытываемого объекта на i -м этапе испытаний, определяемая в соответствии с сейсмической шкалой или специальными шкалами [8].

Таким образом, диаграммы параметров включают в себя пять отдельных диаграмм: амплитуд перемещений, скоростей и ускорений, коэффициентов затухания и характеристик повреждений. Их совместный анализ позволяет уста-

новить взаимосвязь между интенсивностью повреждений испытываемого объекта и параметрами его физических предельных состояний. Анализ трех кинематических параметров системы x , \dot{x} и \ddot{x} необходим для оценки соответственно деформационных, диссипативных и прочностных характеристик конструкций здания. Наличие диаграмм позволяет в дальнейшем определять промежуточные состояния системы от начального до предельного, достигнутого в условиях эксперимента.

При этом уравнение колебаний линейной модели, аппроксимирующей нелинейную, принимает вид

$$\ddot{x}_i + 2\xi_i(T_i)(2\pi\dot{x}_i/T_i + 2\pi/T_i)^2 x_i = R_i(t)/m,$$

$$i = 1, 2, \dots, k,$$

где k – количество этапов вибрационных испытаний; $R_i(t)$ – внешняя гармоническая возмущающая сила на i -м этапе испытаний; m – приведенная масса системы.

Спектры реакции ДНС предназначены для определения сейсмических нагрузок, которые могут действовать на рассматриваемый объект при землетрясениях, и его деформаций. Спектры реакции представляют собой наборы точек для каждого кинематического параметра $\ddot{x}_i(T_i, \xi_i)$, $\dot{x}_i(T_i, \xi_i)$ и $x_i(T_i, \xi_i)$, где \ddot{x}_i , \dot{x}_i и x_i – максимальные ускорение, скорость и перемещение условного линейного осциллятора с периодом колебаний T_i и коэффициентом затухания ξ_i .

Спектры реакции ДНС (кривая 1 на рис. 1,в) строятся известными методами при переменном параметре внутреннего вязкого трения ξ_i для каждого i -го шага, что является их характерным отличием от спектров реакции при $\xi = \text{const}$ (кривые 2). Внешние воздействия задаются цифровками реальных или синтезированных акселерограмм землетрясений.

Расчетные сейсмические нагрузки и деформации конструктивной системы определяются при совместном рассмотрении диаграмм параметров (ускорений, скоростей и перемещений) в процессе неупругого деформирования и соответствующих спектров реакции ДНС в ускорениях, скоростях и перемещениях. Точка пересечения диаграмм и спектров при данном уровне воздействия характеризует предельное состояние объекта. Необходимо отметить, что подобный подход к решению поставленной задачи

Таблица 1

Вариант	Параметры реакции	Землетрясения							
		Паркфилд, 1966		Юрика, 1954	Карпатское, 1977	Эль-Центро, 1940	Керн-Каунти, 1952	Холлстер, 1961	Газлийское, 1976
		Темблор	Чолам-Шендон						
1	x_{1max} , мм	15,78	28,66	24,84	17,92	16,40	21,51	23,14	12,60
	\dot{x}_{1max} , м/с ²	3,01	4,17	4,17	3,26	3,07	3,75	3,84	2,59
	t_{1max} , с	4,30	4,33	4,33	1,93	5,08	7,81	1,36	8,34
2	x_{2max} , мм	15,05	33,07	22,00	19,40	18,00	22,00	22,80	16,80
	\dot{x}_{2max} , м/с ²	2,95	4,79	3,80	3,57	3,40	3,85	3,87	3,20
	t_{2max} , с	4,16	4,36	6,43	1,95	5,08	7,86	1,36	11,80

не учитывает закона распределения во времени энергии, передаваемой сооружению. Исходя из этого, полученное состояние следует рассматривать как верхнюю оценку предельного состояния на диаграмме параметров. Степень повреждения объекта определяется из диаграммы характеристик повреждения для значения периода колебаний, соответствующего предельному состоянию системы.

Для обоснования предлагаемой методики оценки результатов вибрационных испытаний был выполнен анализ опытных данных, полученный при экспериментальных исследованиях крупномасштабных моделей объемноблочных зданий [9].

Модели девятиэтажных объемноблочных зданий были изготовлены с соблюдением условий простого геометрического подобия в $1/4$ натуральной величины из несущих железобетонных объемных блоков и отличались одна от другой способом объединения отдельных блоков в единую конструктивную систему. В модели 1 (рис. 2,а) в зазорах между блоками I устраивался «скрытый» монолитный железобетонный каркас, состоящий из внутренних II и внешних III колонн и горизонтальных обвязочных балок в уровнях междуэтажных перекрытий. Модель 2 (рис. 2,б) отличалась от модели 1 тем, что в ней не было внешних колонн, вместо колонн были установлены незамоноличиваемые напрягаемые вертикальные тяжи IV, заанкеренные в фундаменте и в уровне покрытия. В модели 3 (рис. 2,в) элементы «скрытого» каркаса отсутствовали полностью, а блоки объединялись с помощью вертикальных тяжей, напрягаемых после завершения монтажа. Уровень вертикального обжатия соответствовал созданию в бетоне стен объемных блоков сжимающих напряжений 0,28 и 0,7 МПа соответственно для моделей 2 и 3.

Модели испытывались по единой методике. Динамическое нагружение создавалось путем возбуждения горизонтальных колебаний основания модели. Для этого на некотором удалении от фундамента заглубляли в грунт железобетонную чашу, внутри которой жестко закрепляли мощную вибромашину. В процессе работы вибромашин происходило раскачивание чаши, сопровождавшееся соударением ее стенок с прилегающим массивом грунта, что, в свою очередь, вызывало колебания последнего. Интенсивность внешнего воздействия регулировалась числом сблокированных вибраторов и количеством дебалансов на их рычагах. Испытания заключались в плавном прохождении с заданной скоростью зон резонанса здания по основному тону колебаний.

На основании обработки экспериментальных данных для каждой модели построены диаграммы параметров $\xi_i(T_i)$, $x_i(T_i)$, $\ddot{x}_i(T_i)$ и $d_i(T_i)$, (рис. 3, обозначения: 1-3 – диаграммы изменения внутреннего вязкого трения соответственно для моделей 1-3 (рис. 2); 4, 5 – диаграммы параметров соответственно в перемещениях и ускорениях; б, в – для модели 1, г, д – то же, 2; е, и – то же, 3).

В качестве критерия для определения значений ξ_i использовалось условие равенства максимальных амплитуд колебаний физических моделей, обладающих в общем случае характеристиками гистерезисного типа и аппроксимирующих их условных линейных моделей с эквивалентным внутренним вязким трением. Результаты вычислений (рис. 3, а) свидетель-

ствуют о существенном увеличении параметров ξ_i в процессе неупругого деформирования моделей.

Для построения спектров реакции ДНС моделей объемноблочных зданий в качестве входных воздействий использованы инструментальные записи ускорений фундаментов моделей, полученные в условиях вибрационных испытаний.

Спектры ДНС построены для двух уровней кинематического возбуждения моделей: уровень I соответствовал максимально достигнутому в испытаниях воздействию, при которых амплитуды ускорений фундаментов моделей составляли 0,3-0,6 g, уровень II характеризовался амплитудами ускорений, равными 70-80% максимальных. При этом значения параметров вязкого трения для определенных этапов испытаний принимались в соответствии с диаграммами $\xi_i(T_i)$.

Следует отметить, что при гармоническом возбуждении моделей наряду с основной (резонансной) частотой колебаний возникали дополнительные колебания с более высокой частотой. Об этом свидетельствует вид спектров реакции ДНС (см. рис. 3, б-и). На указанных рисунках приведены спектры реакции ДНС $x_i(T_i, \xi_i)$ и $\ddot{x}_i(T_i, \xi_i)$ для моделей зданий с наложенными на них диаграммами 4 и 5 параметров $x_i(T_i)$ и $\ddot{x}_i(T_i)$ при воздействиях, реализованных в эксперименте.

Точки пересечения соответствующих графиков определяют достигнутые при испытаниях состояния моделей. До этих точек ординаты спектров реакции превышают ординаты диаграмм параметров. Тот факт, что точка пересечения характеризуется для каждой модели и каждого уровня возбуждения одинаковыми абсциссами T_i спектров перемещений и ускорений свидетельствует о единственности достигнутого состояния системы и невозможности перехода в состояние с большим значением T_i при экспериментально реализованном уровне вибрационных воздействий.

Отмеченное обстоятельство может быть использовано при оценке степени сейсмостойкости зданий в условиях реальных сейсмических воздействий различной интенсивности. Соответствующие диаграммы параметров натуральных зданий определяются по результатам вибрационных испытаний фрагментов и крупномасштабных моделей. На рис. 4 показаны результаты расчетов (рис. 4, а – в перемещениях, рис. 4, б – в ускорениях) реального 9-этажного объемноблочного здания, служившего прототипом модели 3. В качестве внешних воздействий приняты акселерограммы колебаний грунта, зарегистрированные при землетрясениях Эль-Центро, 1940 г. (данные расчетов на рисунке – сплошные линии) и Паркфилд, 1966 г. (данные расчетов на рисунке – штриховые линии). Приведенная интенсивность колебаний грунта соответствует воздействиям интенсивностью 7 (1 м/с^2), 8 (2 м/с^2) и 9 (4 м/с^2) баллов (на рисунке обозначены 1, 2 и 3).

Анализ данных на рис. 4 свидетельствует о том, что в рамках принятых предпосылок интенсивность динамических воздействий, реализованных в условиях эксперимента, достигала 8 баллов. Исходя из этого, можно ожидать, что при 8-балльных сейсмических воздействиях подобное здание не получит повреждений, превышающих повреждения модели при вибрационных испытаниях и оцениваемых в соответствии с [8] как 3/2.

Тот факт, что диаграммы параметров здания пересекались со спектрами реакции ДНС при 7 и 8-балльных воздей-

ствиях, но не достигли спектров реакции при 9-балльных воздействиях, указывает также на то, что при 9-балльных воздействиях здания указанного конструктивного решения могут получить повреждения существенно большие, чем отмеченные при испытаниях.

Для оценки точности предлагаемой методики результаты расчетов объемноблочного здания с конструктивной схемой, соответствующей модели 2, полученные на основании построения спектров ДНС, были сопоставлены с результатами прямых динамических расчетов, проведенных с использованием записей восьми акселерограмм. Все записи были нормированы по ускорениям к 2 м/с^2 . Прямые динамические расчеты выполнялись с использованием нелинейно-упругой модели с переменным параметром ξ_i , принятым по экспериментальным данным. В процессе выявления ординат спектров ДНС дополнительно были определены моменты времени, при которых перемещения условных линейных систем достигают максимума t_{2max} .

Сопоставление максимальных амплитуд перемещений и ускорений, полученных по прямым динамическим расчетам (вариант 1), с ординатами спектров реакции ДНС (вариант 2) свидетельствует о достаточно удовлетворительном совпадении результатов (таблица). Близкими оказались и моменты времени, соответствующие проявлению максимальных параметров реакции. Исключение составляют расчеты по акселерограмме Газлийского землетрясения. Это обусловлено особенностью методики расчета по спектрам реакции ДНС, в рамках которой не учитывается временной характер внешнего воздействия.

Предложенная методика может быть использована для расчета зданий жесткой конструктивной схемы с традиционными системами сейсмозащиты, а также зданий с системами активной сейсмозащиты, остаточные перемещения которых при реальных сейсмических воздействиях невелики по сравнению с максимальными абсолютными перемещениями.

Литература

1. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий. М.: Высшая школа, 1983. 304 с.
2. Ашкинадзе Г. Методика и некоторые результаты расчета зданий на записи реальных землетрясений с учетом фактических закономерностей их нелинейного деформирования. Методы количественной оценки сейсмических воздействий. Тбилиси, 1983. С. 93-108.
3. Хачиян Э. Е., Мелкумян М. Г. Методика получения динамической зависимости «востанавливающая сила — перемещение» // ДАН Армянской ССР, т. XXIV, 1982, Vs 2. С. 72-77.

4. Килимник Л. Ш., Ицков И. Е. Оценка степени сейсмостойкости зданий и сооружений по результатам экспериментальных исследований // Сейсмостойкое строительство: Реф. науч.-техн. сб. 1979. Вып. 11. С. 20-24.
5. Рассказовский В. Т., Шаумаров И. В. Прогноз технического состояния четырехэтажного кирпичного здания комплексной конструкции после землетрясения // Бюллетень по инженерной сейсмологии. 1983. № 11. С. 41-51.
6. Freeman S. A. Approximating Inelastic Response of Structures to Ground Shaking // In: Proceedings of 7WCEE, New -Dehli. 1977, vol. 3.
7. Айзенберг Я. М. Спектры состояний систем

с деградирующей жесткостью и их применение для оценки сейсмической реакции сооружений // Сейсмостойкое строительство: Реф. науч.-техн. сб. 1981. Вып. 6. С. 24-29.

8. Оценка эффективности антисейсмических усиленных зданий по результатам анализа последствий Газлийского землетрясения 1984 г. / С. В. Поляков, Л. Ш. Килимник, Т. Ж. Жунусов, И. Е. Ицков // Жилищное стр-во. 1984. № 11.
9. Жунусов Т. Ж., Ицков И. Е., и др. Исследование сейсмостойкости многоэтажных зданий из объемных блоков / КазЦНТИС Госстроя Казахской ССР, 1984. С. 1-13.

POLYAKOV S.V., KILIMNIK L.SH., ZHUNUSOV T.ZH., ITSKOV I.E., NIKIPORETS G.L.

METHODS OF ANALYSIS OF RESULTS OF VIBRATION TESTS OF BUILDINGS AND LARGE-SCALE FACILITIES

Abstract

Design seismic loads on buildings and structures can be determined by two methods: on the basis of the response spectra method and by time - history analysis using of real or synthesized accelerograms of earthquakes. In recent years to identify the actual strength, deformation and dynamic characteristics of buildings and structures in the process of deformation tests of actual objects have been widely used.

The authors propose a method of approximate analysis of the results of vibration tests, which is based on the spectral approach, which in terms of practical usage has a number of significant advantages as compared to others methods.

For the first time the concepts of "diagrams of system parameters

changes in the process of inelastic deformation" (hereinafter referred to as "parameter diagrams"), "reaction spectra of conditional linear dissipative-unsteady systems" and "spectrum of states" of systems with changing dynamic characteristics are introduced in the paper. To substantiate the proposed method of assessing the results of vibration tests, the analysis of experimental data obtained in the process of experimental studies of large-scale facilities of three-dimensional buildings was performed.

Keywords: design seismic loads, parameter diagrams, time-history analysis, spectrum of states, reaction spectra of conditional linear dissipative-unsteady systems, tests of actual objects, large-scale facilities.