

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА

Т. А. ГОРОЯН

О ЧИСЛЕ ФОРМ КОЛЕБАНИЙ, ПОДЛЕЖАЩИХ УЧЕТУ
ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ РАСЧЕТНЫХ СЕЙСМИЧЕСКИХ
УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

При определении расчетных сейсмических сил с учетом влияния высших форм колебаний часто возникает вопрос — сколько форм следует учитывать. Число форм колебаний, необходимых для учета, определяется расчетно-конструктивной схемой сооружения, плотностью спектра его собственных частот и, не в меньшей степени, спектральным составом сейсмического возмущения. Влияние высших форм колебаний в зависимости от расположения поэтажных масс и жесткостей с достаточной точностью можно учесть, пользуясь методами строительной механики. Что касается влияния высших форм в зависимости от спектрального состава землетрясения, то, ввиду отсутствия анализа сейсмических усилий с учетом наложения нескольких форм нормальных колебаний, возникающих в зданиях с различными конструктивными схемами, предлагаемое разными авторами число учитываемых форм подчас носит интуитивный характер. Так, согласно действующим нормам [1], здания и сооружения, имеющие период основного тона больше 0,5 сек, следует рассчитывать на сейсмическое воздействие с учетом первых трех форм колебаний. К тому же, расчет каркасных зданий, жесткость и масса которых изменяются по высоте незначительно, допускается вести с учетом только одного тона колебаний — по наиболее опасной форме. Однако, по нашему мнению, в этом вопросе подход СНиП несколько априорен: равенство, или незначительное отличие величин поэтажных масс и жесткостей не может послужить аргументацией для игнорирования наложения сейсмических нагрузок по формам колебаний. Учет одного, пусть и наиболее опасного, тона колебаний может привести к существенным погрешностям при определении расчетных сейсмических усилий. В подтверждение этого в статье приводятся результаты анализа реакций^{*} 10-этажного железобетонного каркасного здания, имеющего постоянную жесткость по всем этажам и постоянство поэтажных масс, на сейсмические воздействия при учете различных тонов его собственных колебаний.

^{*} Под «реакцией» подразумевается «реагирование» сооружения на заданные внешние воздействия.

Анализ реакций произведен с использованием акселерограмм четырех калифорнийских землетрясений интенсивностью в 7–8 баллов. С этой целью разработана программа вычислений и соответствующая блок-схема для ЭЦВМ. Основные характеристики землетрясений и их акселерограммы, заимствованные у С. В. Медведева [2], приведены в табл. 1 и на рис. 1.

Таблица 1

Характеристики землетрясений

Номера акселерограмм	Балльность	Дата землетрясения	Станции	Расстояние от эпицентра, км	Период, сек	Ускорение, доли g	Составляющая
1	7	3.X 1941	Ferndale	24	0,38	0,078	Г–60
2	8	9.III 1949	Hollister	22	0,32	0,120	Г–21
3	8	21.XII 1965	Eureka	7	0,40	0,225	Г–10
4	7	12.I 1954	Taft	42	0,20	0,097	Г–70

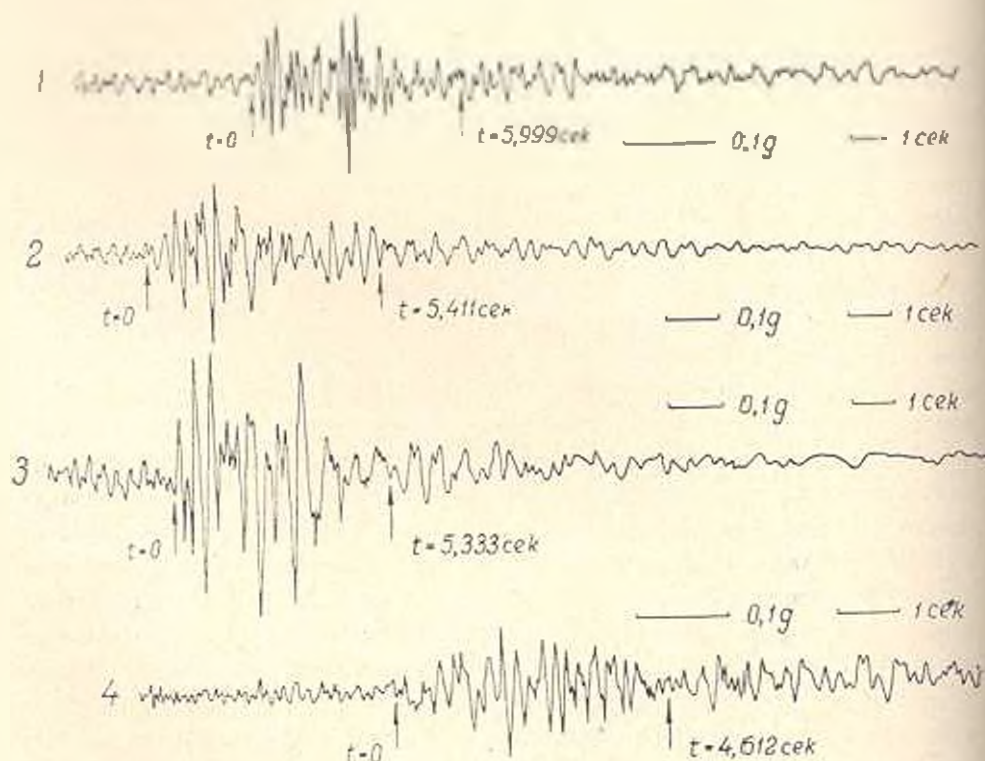


Рис. 1. Акселерограммы землетрясений.

Сейсмическая нагрузка, развиваемая массой m_k по всем формам нормальных колебаний, представляется в виде ряда:

$$S_k = m_k \sum_{i=1}^n \ddot{y}_{ki}(T, \gamma, t). \quad (1)$$

Здесь $\ddot{z}_r(T_r, \gamma, t)$ — приведенное сейсмическое ускорение, определяемое выражением [3]:

$$\ddot{z}_r(T_r, \gamma, t) = \frac{2\pi}{T_r} \int_0^t y_0(\xi) e^{-\frac{\gamma}{T_r}(t-\xi)} \sin \frac{2\pi}{T_r}(t-\xi) d\xi, \quad (2)$$

где $y_0(\xi)$ — закон колебания почвы (акселерограмма); γ — коэффициент внутреннего трения; T_r — период r -ой формы собственных колебаний.

Поскольку отдельные слагаемые ряда (1), будучи зависящими от закона колебания почвы, жесткостей и масс сооружения, а также от характеристик затухания, достигают своих максимальных значений в различные моменты времени, то программой вычислений было предусмотрено:

а. Численное интегрирование выражения (2) при фиксированных значениях T_r и γ и таблично заданной акселерограмме с целью определения величин $\ddot{z}_r(T_r, \gamma, t)$ по времени (пределы интегрирования показаны на рис. 1).

б. Определение величин поэтажных сейсмических нагрузок и перерезывающих сил по отдельным формам колебаний.

в. Определение величин поэтажных сейсмических нагрузок с учетом наложения первых нескольких форм колебаний и отбор их максимальных значений.

г. Определение величин поэтажных перерезывающих сил с учетом наложения первых нескольких форм колебаний и отбор их максимальных значений, т. е. отыскание

$$\max |Q_k| = \max \left| \sum_{r=1}^q \sum_{r=1}^n S_{kr} \right|, \quad k = 1, 2, \dots, n \quad (3)$$

где q — число учитываемых форм; n — число степеней свободы системы.

Конструктивная схема рассматриваемого 10-этажного здания приведена в [4]. Поэтажные массы имеют величины: $m_1 = m_2 = \dots = m_9 = 520$ кн. сек²/см и $m_{10} = 627$ кн. сек²/см.

В предположении абсолютной горизонтальной жесткости перекрытий, расчетная схема здания представляется в виде невесомого консольного бруса, несущего сосредоточенные массы. При этом жесткость этажа $a = 1104$ Т/см. Периоды первых пяти тонов собственных колебаний здания, определенные по способу, данному в [4, 5], имеют следующие значения: $T_1 = 0,910$ сек; $T_2 = 0,307$ сек; $T_3 = 0,187$ сек; $T_4 = 0,136$ сек; $T_5 = 0,109$ сек. Поэтажные значения коэффициентов форм колебаний γ_{kr} , вычисленные согласно [4], приведены в табл. 2.

На основании приведенной выше исходной данности вычислены максимальные значения поэтажных сейсмических нагрузок и перерезывающих сил как по отдельным формам нормальных колебаний, так и с учетом наложения первых трех и пяти форм. При этом, учитывая, что пока отсутствуют реальные данные о затуханиях колебаний высотных

Таблица 2

Значения коэффициента форм колебаний

Этаж	Для I тона	Для II тона	Для III тона	Для IV тона	Для V тона
1	0,189	0,181	0,165	0,143	0,116
2	0,375	0,326	0,243	0,143	0,052
3	0,552	0,407	0,190	0	-0,093
4	0,716	0,407	0,036	-0,143	-0,093
5	0,865	0,326	-0,137	-0,143	0,052
6	0,994	0,181	-0,237	0	0,116
7	1,101	0	-0,211	0,143	0
8	1,183	-0,181	-0,071	0,143	-0,116
9	1,239	-0,326	0,106	0	-0,052
10	1,267	-0,407	0,227	-0,143	0,093

зданий, для всех форм величина коэффициента внутреннего трения предположительно принята $\gamma = 0,12$. Максимальные значения ускорения $\ddot{z}(T, \gamma, t)$ по каждой форме колебаний приведены в табл. 3 и, как видно, эти максимумы имеют место в разные моменты времени. В те же моменты достигнут своего максимума поэтажные сейсмические нагрузки и перерезывающие силы соответственных форм колебаний.

Таблица 3

Максимальные значения ускорения $\ddot{z}(T, \gamma, t)$, в см/сек²

Форма колебания	По акселерограмме № 1		По акселерограмме № 2		По акселерограмме № 3		По акселерограмме № 4	
	γ	момент достижения, сек	γ	момент достижения, сек	γ	момент достижения, сек	γ	момент достижения, сек
I	32	3,307	126	2,329	174	2,867	45	1,886
II	203	2,747	428	1,741	710	1,089	138	2,098
III	258	2,960	254	1,553	521	0,533	177	1,886
IV	165	2,907	255	1,529	385	2,089	144	1,854
V	139	2,667	196	0,541	361	2,067	98	2,683

Результаты вычислений приведены в табл. 4. Причем, максимальные значения поэтажных сейсмических нагрузок S_k и перерезывающих сил Q_k по одному тону колебаний даны для наипасной формы, отмеченной рядом. Как видно из таблицы, максимальные значения S_k большей частью соответствуют II форме колебаний, в то время, как максимумы Q_k имеют место, в основном, при I форме колебаний, лишь в отдельных случаях — при II форме, и то на верхних этажах. Поскольку при расчете сооружений на сейсмические воздействия наипасной формой колебаний является форма, вызывающая максимум внутренних усилий, то при сопоставлении реакций с учетом одного и нескольких форм колебаний будем оперировать величинами перерезывающих сил.

Данные табл. 4 показывают, что максимальные значения перерезывающих сил по одному — наипасному — тону колебаний получаются значительно меньшими, чем при учете наложения первых трех тонов. Для их сопоставления рассмотрим отношение

Таблица 4

Максимальные значения попятных сейсмических нагрузок S_d и перерезывающих сил O_d (в тоннах)

	Этаж	По акселерограмме № 1			По акселерограмме № 2			По акселерограмме № 3			По акселерограмме № 4		
		по одному тону*	по трем тоннам	по пяти тоннам	по одному тону*	по трем тоннам	по пяти тоннам	по одному тону*	по трем тоннам	по пяти тоннам	по одному тону*	по трем тоннам	по пяти тоннам
Сейсмическая нагрузка	X	52 (II)	-75	-79	110 (II)	155	154	181 (II)	262	252	36 (I)	74	74
	IX	34 (II)	-46	-49	81 (I)	119	121	120 (II)	176	-178	30 (I)	48	47
	VIII	20 (I)	-34	-34	78 (I)	101	108	108 (I)	145	-150	28 (I)	38	11
	VII	28 (III)	-40	-40	72 (I)	75	78	100 (I)	132	118	26 (I)	46	40
	VI	32 (III)	-45	-45	65 (I)	-75	-72	90 (I)	133	122	24 (I)	46	42
	V	34 (II)	-41	-41	73 (II)	-88	-81	-120 (II)	140	138	23 (II)	43	49
	IV	43 (II)	-39	-45	-91 (II)	103	95	-150 (II)	169	146	29 (II)	12	47
	III	-43 (II)	47	50	91 (II)	104	102	-150 (II)	193	182	29 (II)	42	43
	II	-34 (II)	51	55	73 (II)	92	105	-120 (II)	172	196	23 (II)	36	41
	I	22 (III)	32	38	40 (II)	55	71	-67 (II)	102	132	15 (III)	22	28
Перерезывающая сила	X	52 (II)	-75	-79	110 (II)	155	154	181 (II)	262	252	36 (I)	74	74
	IX	86 (II)	-120	-128	182 (II)	274	272	301 (II)	457	427	66 (I)	122	121
	VIII	105 (II)	-143	-149	259 (I)	375	377	369 (II)	542	-547	94 (I)	149	148
	VII	105 (II)	-146	-149	231 (I)	450	454	459 (I)	-639	-639	120 (I)	163	165
	VI	101 (I)	-146	-145	396 (I)	495	495	549 (I)	-678	-665	144 (I)	178	178
	V	116 (I)	-145	-145	453 (I)	510	508	628 (I)	652	644	165 (I)	196	194
	IV	128 (I)	-139	-150	500 (I)	511	513	693 (I)	726	781	182 (I)	203	211
	III	137 (I)	-149	-157	536 (I)	569	520	743 (I)	762	767	195 (I)	198	212
	II	143 (I)	-165	-167	560 (I)	528	528	777 (I)	-789	-789	204 (I)	225	226
	I	146 (I)	-185	-185	573 (I)	547	549	794 (I)	-838	-839	208 (I)	244	244

* В скобках отмечена форма колебаний, которой соответствует данное значение.

$$\gamma_k^{(1)} = Q_k^{(1)} / Q_k^{(5)},$$

где $Q_k^{(1)}$ и $Q_k^{(5)}$ — соответственно максимальные значения поэтажных перерезывающих сил по одному и по первым трем тонам колебаний. По данным табл. 4 вычислены значения $\gamma_k^{(1)}$ и на рис. 2 приведены

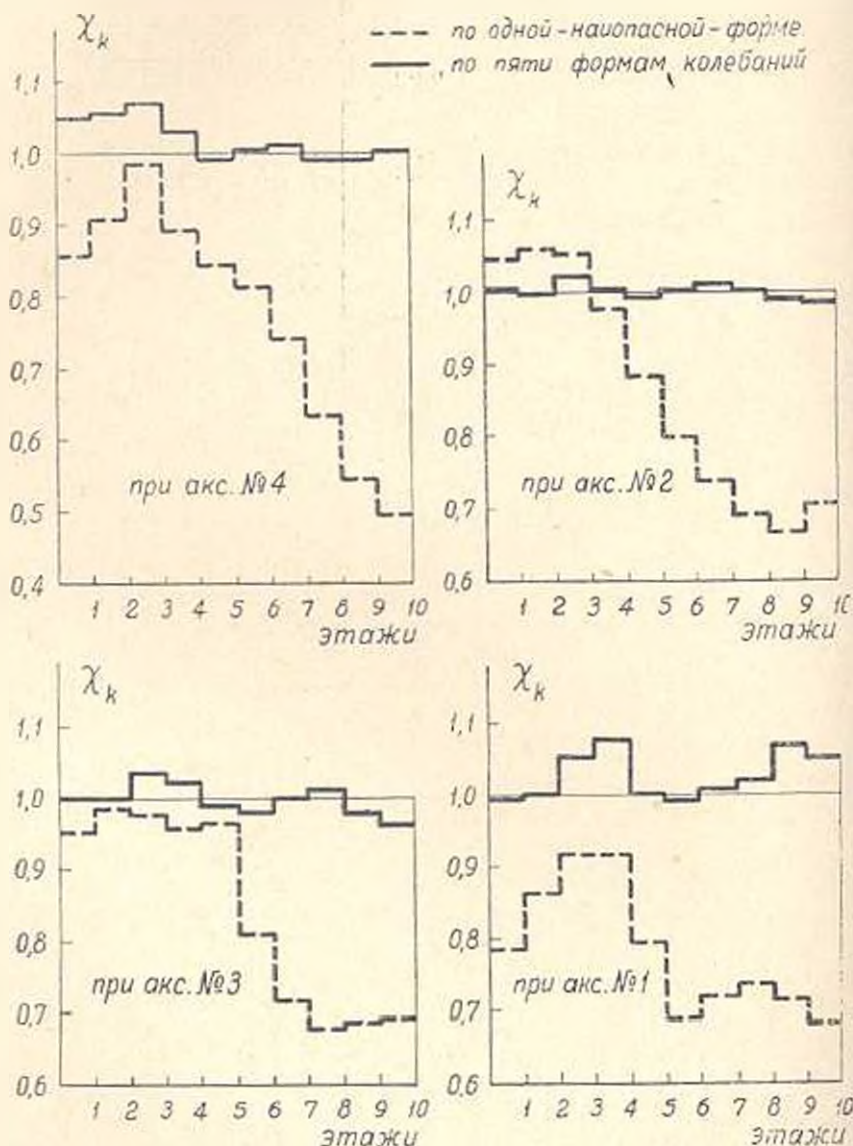


Рис. 2. Графики изменения $\gamma_k^{(1)}$ по высоте здания.

графики изменения $\gamma_k^{(1)}$ по высоте здания. Как видно из этих графиков, учет только одного тона колебаний приводит к значительным погрешностям при определении сейсмических усилий, особенно в верхней половине здания, где их значения, в зависимости от спектрального состава землетрясения, получают с недостатком на 25—50%. Это ука-

зывает на неприемлемость допущения СНиП, касающегося расчета каркасных зданий с учетом только одного тона колебаний, и, по нашему мнению, примечание к пункту 2.7 СНиП II—А. 12—62 следует аннулировать.

Для сопоставления максимальных значений перерезывающих сил с учетом трех и пяти форм нормальных колебаний, рассмотрено отношение

$$\gamma_k^{(5)} = Q_k^{(5)} / Q_k^{(3)},$$

где $Q_k^{(5)}$ — максимальные значения перерезывающих сил по пяти формам колебаний. Графики изменения $\gamma_k^{(5)}$ по высоте здания также приведены на рис. 2, и, как видно, при числах учитываемых форм $q=3$ и $q=5$ максимальные значения Q_k разнятся столь незначительно (максимум 7%), что для определения расчетных значений сейсмических усилий практически вполне достаточно ограничиться учетом наложения только первых трех форм колебаний.

Вывод этот справедлив для каркасных зданий высотой до 10—12 этажей. При большей этажности и спектральных составах землетрясений, отличных от рассмотренных, минимальное число форм колебаний, подлежащих учету при определении расчетных сейсмических усилий, по-видимому, придется увеличить.

Армянский НИИ

стройматериалов и сооружений

Поступило 8.1.1970.

Տ. Ա. ԳՈՐԴԱՆ,

ԿՈՐԿԱՍԱՅԻՆ ՇԵՆՔԵՐԻ ԷԼԻՄԵՆՏՆԵՐՈՒ ՎԱՇՎԱՐԿԱՅԻՆ ՍԵՅՍՄԻԿ ՃԻԳԵՐԸ
ԲՐՈՇԵԼԻՍ ՎԱՇՎԱՐԿԻ ԵՆՈՒՄ ՏԱՏԱՆՄԱՆ ԶԻԿԵՐԻ ՔԱՆԱԿԻ ՎԵՐԱԲԵՐՅԱԼ

Ա մ փ ո փ ո մ

Բերված են սեյսմիկ ազդեցությունների դեպքում 10 հարկանի երկաթբետոնե կարկասային շենքի ուղղանկյունի վերլուծության արդյունքները: Հաշվումները կատարվել են 7—8 բալլ ուժգնության չորս երկրաշարժերի ակտիվ բողբոջումների օգտագործմամբ էլեկտրոնային հաշվիչ մեքենայի օգնությամբ: Բնդ որում, ուղղանկյունի սեյսմիկ բեռնվածքների ու կարող ուժերի, մեծությունները որոշվել են ինչպես ըստ սեփական տատանումների առանձին ձևերի, այնպես և տատանումների առաջին երեք ու հինգ ձևերի վերադրման հաշվառությամբ: Մեծությունների համադրումը ցույց է տվել, որ հաշվարկային սեյսմիկ ճիգերը որոշելիս տատանումների միայն մեկ՝ ինկուզի տեղանկյան դեպքում, ձևի հաշվառքը հանգեցնում է զգալի սխալի: Նշվում է, որ տատանումների երեք ու հինգ ձևերի վերադրման հաշվառքի դեպքում ճիգերի առավելագույն արժեքների տարբերությունն աննշան է և հաշվարկային սեյսմիկ ճիգերը որոշելիս դորժանականորեն միանգամայն բավարար է սեփական տատանումների առաջին երեք ձևերի վերադրման հաշվառքով սահմանափակվելը:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Строительные нормы и правила. Строительство в сейсмических районах. СНиП II—А. 12—62. Госстройиздат, 1963.
2. Мадядак С. В. Инженерная сейсмология. Госстройиздат, 1962.
3. Ноллров А. Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил. Изд. АН АрмССР. Ереван, 1959.
4. Гораян Т. А., Хичкян Э. Б. К изучению сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий повышенной этажности. Доклады Всесоюзного совещания по сейсмостойкому строительству в Азии. Ереван, 1967.
5. Гораян Т. А. О влиянии неравенства поперечных масс на периоды и формы свободных колебаний многоэтажных зданий. «Известия АН АрмССР (серия Т. Н)», т. XXII, № 1, 1969.