

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Э. Е. ХАЧИЯН

К СЕЙСМОСТОЙКОСТИ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ
 ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКИХ
 ДЕФОРМАЦИЙ

Расчетную схему каркасного здания примем в виде вертикального консольного бруса с сосредоточенными массами (рис. 1а). Связь между восстанавливающей силой и деформацией на уровне данного этажа будем принимать или в виде диаграммы Праудтля или билинейной зависимости (рис. 1б). Поскольку изменение деформированного

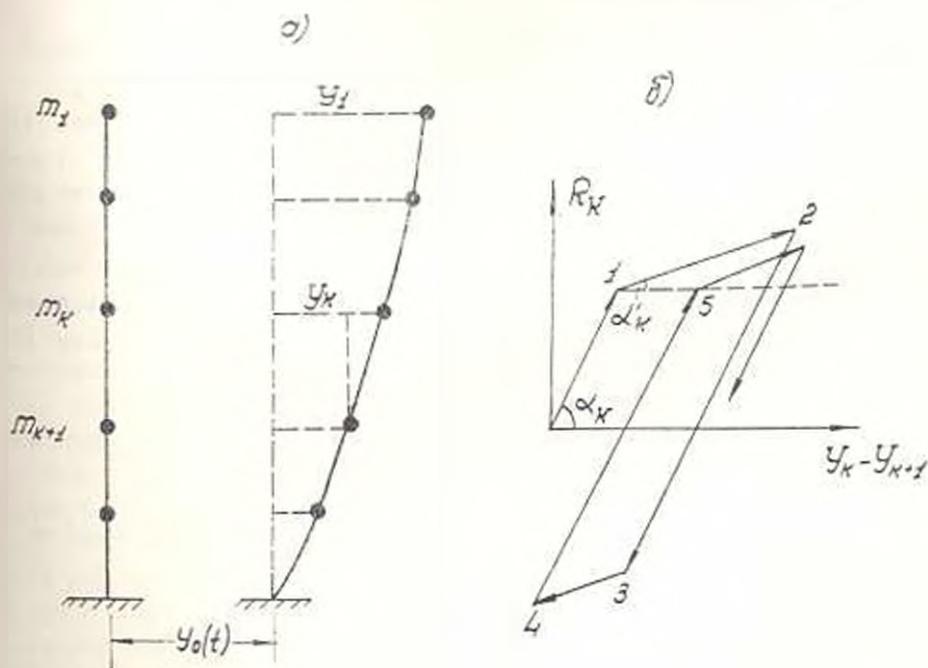


Рис. 1.

состояния на уровне данного этажа вызывает изменение жесткости всей системы, то дифференциальные уравнения движения системы целесообразно составить таким образом, чтобы каждое уравнение содержало минимальное количество параметров, связанных с изменением деформированного состояния на уровнях других этажей. Таким свойством обладают уравнения движения в виде [1]

$$\sum_{i=1}^k m_i \ddot{y}_i + R_k (y_k - y_{k-1}) + R'_k (y'_k - y'_{k-1}) = - \sum_{i=1}^k m_i \ddot{y}_0(t), \quad (a)$$

$$k = 1, 2, \dots, n.$$

где $R_k (y_k - y_{k-1})$ — восстанавливающая сила на уровне $n - k + 1$ этажа, m_k — сосредоточенная масса $n - k + 1$ этажа, $y_0(t)$ — ускорения колебания основания (акселерограмма).

Уравнения движения в упругой стадии $\theta - I$ согласно (a) запишутся следующим образом:

$$\sum_{i=1}^k m_i \ddot{y}_{i1} + a_k (y_{k1} - y_{k+11}) + \sqrt{m_k a_k} \beta_k (y'_{k1} - y'_{k+11}) = - \sum_{i=1}^k m_i \ddot{y}_0(t), \quad (1)$$

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

где a_k — жесткость; β_k — коэффициент внутреннего трения этажа.

Как только для какого-либо уравнения системы (1) выполнится условие

$$y_{k1} - y_{k+11} = \gamma_k (y_{k1} - y_{k+11})_{\max}^{\text{пр}}, \quad \gamma_k < 1, \quad (2)$$

это уравнение переходит в стадию упрочнения $I - 2$ и будет иметь вид

$$\sum_{i=1}^k m_i \ddot{y}_{i2} + a_k [(y_{k1} - y_{k+11})_{t=t_{k1}} + \gamma_k |y_{k2} - y_{k+12} - (y_{k1} - y_{k+11})|_{t=t_{k1}}] +$$

$$+ \sqrt{m_k a_k} \beta_k (y'_{k2} - y'_{k+12}) = - \sum_{i=1}^k m_i \ddot{y}_0(t), \quad (3)$$

где t_{k1} — момент времени, при котором выполняется условие (2);

$\gamma_k = \frac{1g \sigma_k}{1g \sigma_{k1}}$ — коэффициент упрочнения.

Как только в момент времени $t_{k2} > t_{k1}$ выполнится условие $y_{k2} - y_{k+12} = 0$, начинается разгрузка $2 - 3$ и уравнение движения (3) преобразуется в

$$\sum_{i=1}^k m_i \ddot{y}_{i3} + a_k [y_{k3} - y_{k+13} - (y_{k2} - y_{k+12})_{t=t_{k2}} - (y_{k1} - y_{k+11})_{t=t_{k2}}] +$$

$$+ \gamma_k [(y_{k2} - y_{k+12})_{t=t_{k2}} - (y_{k1} - y_{k+11})_{t=t_{k1}}] + \sqrt{m_k a_k} \beta_k (y'_{k3} - y'_{k+13}) =$$

$$= - \sum_{i=1}^k m_i \ddot{y}_0(t).$$

Разгрузка будет продолжаться до тех пор, пока значение $y_{k3} - y_{k+13}$, определяемое по уравнению (4), не достигнет значения

$$y_{k3} - y_{k+13} = (y_{k2} - y_{k+12})_{t=t_{k2}} - 2 (y_{k1} - y_{k+11})_{t=t_{k1}} -$$

$$- \gamma_k [(y_{k2} - y_{k+12})_{t=t_{k2}} - (y_{k1} - y_{k+11})_{t=t_{k1}}]. \quad (5)$$

После этого момента начинается упрочнение в обратном направлении $3 - 4$ и уравнение движения (4) преобразуется в

$$\sum_{i=1}^k m_i \ddot{y}_{ik} + a_k \{ - (y_{k1} - y_{k-1})|_{t=t_{k1}} + \varphi_k [v_{k1} - y_{k-1} - (y_{k2} - y_{k-1})|_{t=t_{k2}}] + 1 \overline{m_k a_k} \varphi_k (y_{k2} - y_{k-1}) \} = - \sum_{i=1}^k m_i \ddot{y}_0(t), \quad (6)$$

где t_{k2} — момент времени, при котором выполняется условие (5). Аналогично предыдущему, как только скорость относительной деформации в момент $t = t_{k1}$ прекратится и нуль, т. е. $y_{k1} - y_{k-1} = 0$, начинается второе нагружение $t = t_{k2}$ и уравнения движения (6) примут вид

$$\sum_{i=1}^k m_i \ddot{y}_{ik} + a_k \{ y_{k1} - y_{k-1} - (y_{k1} - y_{k-1})|_{t=t_{k1}} - (y_{k1} - y_{k-1})|_{t=t_{k1}} + \varphi_k [(y_{k1} - y_{k-1})|_{t=t_{k1}} - (y_{k2} - y_{k-1})|_{t=t_{k2}}] + 1 \overline{m_k a_k} \varphi_k (y_{k2} - v_{k-1}) \} = - \sum_{i=1}^k m_i \ddot{y}_0(t). \quad (7)$$

Как только $y_{k2} = y_{k-1}$ согласно (7) в момент $t = t_{k2}$ достигнет значения

$$y_{k2} - y_{k-1} = (y_{k1} - y_{k-1})|_{t=t_{k1}} - 2(y_{k1} - y_{k-1})|_{t=t_{k1}} - \varphi_k [(y_{k1} - y_{k-1})|_{t=t_{k1}} - (y_{k2} - y_{k-1})|_{t=t_{k2}}]. \quad (8)$$

уравнение (7) переходит в уравнение (3).

Так как закономерности деформирования после момента $t = t_{k2}$ будут аналогичными закономерностям при $t_{k1} < t \leq t_{k1}$, то после момента t_{k2} уравнение (7) переходит в (3), а уравнение (3) в (4), уравнение (4) в (6), уравнение (6) в (7) и снова (7) в (3) и т. д. согласно вышеописанным условиям переходов. Этот процесс продолжается до полного прекращения внешнего воздействия $y_0(t)$. Если где-нибудь окажется, что после какого-то момента времени условие перехода не выполняется, то это означает, что на уровне данного этажа установились упругие колебания относительного нового начала координат, положением которого определится величина остаточной деформации.

Выше было выведено уравнение движения, в случае, когда на уровне какого-либо $n = k + 1$ этажа процесс деформирования происходит по диаграмме линейного упрочнения (при $\varphi_k = 0$ получим уравнения для диаграммы Прандтля [2]). Ясно, что аналогичные процессы будут иметь место и на уровнях других этажей, поэтому все уравнения системы (1) примет вид (3), (4), (6), (7). Однако основная трудность задачи заключается в том, что все уравнения первоначальной системы (1) не одновременно принимают вид уравнений (3), (4), (6), (7). На любой момент времени движения системы описывается только n уравнением. Следовательно, в действительности получим систему дифференциальных уравнений, каждое уравнение которой в разное моменты времени будет иметь один из видов (3), (4), (6), (7). Другими словами в течение промежутка времени $(0, \tau)$, где τ — момент времени, при котором

прекращается действие землетрясения, системы будут описываться большим числом систем дифференциальных уравнений, число которых сильно растет с увеличением числа этажей n и для одного цикла составляет 4^n . Отсюда ясно, что решить задачу обычными методами, даже при таком удачном составлении дифференциальных уравнений, практически не возможно. Если задачу решать в явном виде, т. е. найдем решения u_k в виде явной функции от времени, то в интервале времени $[0; \tau]$ придется определители n порядка раскрывать многократно, что в конечном итоге он приводит к очень трудоемкому процессу интегрирования многих систем дифференциальных уравнений второго порядка. Даже при наличии ЭВМ такой путь решения задачи практически не приемлем, так как он займет очень много машинного времени. Поэтому для решения задачи выбран путь непосредственного

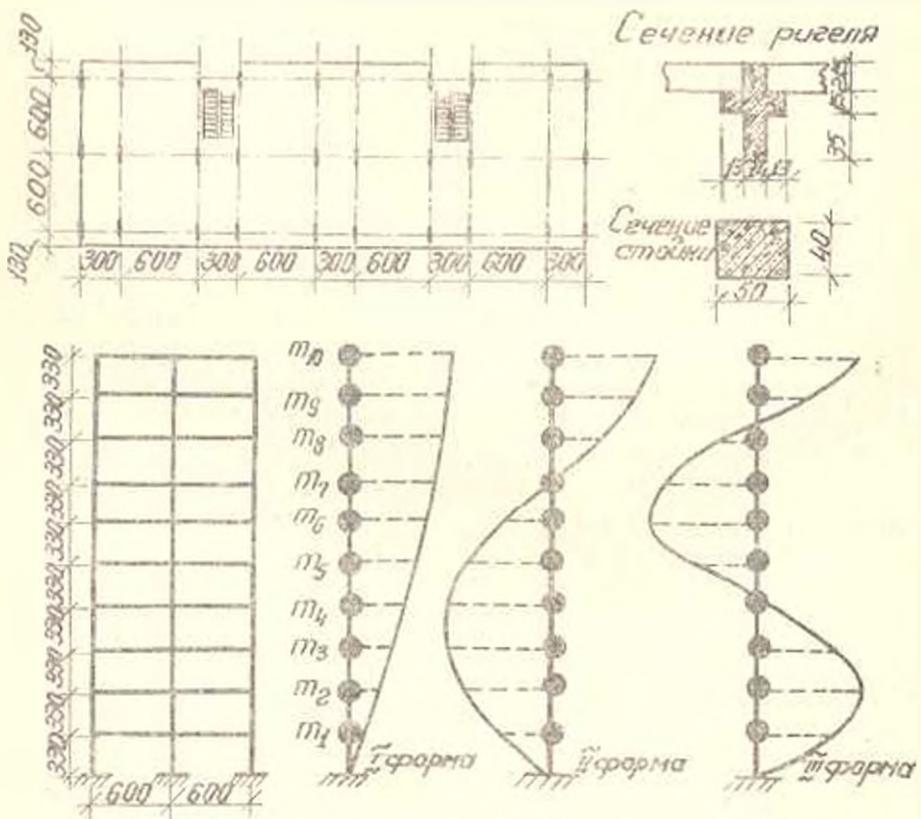


Рис. 2

интегрирования систем дифференциальных уравнений численным методом Рунге Кутты при помощи ЭВМ [2, 3].

В качестве примера рассмотрим упруго-пластический расчет десятиэтажного каркасного здания по улице Прошяна г. Еревана. Конструктивная, расчетная схемы здания вместе с первыми тремя формами колебаний приведены на рис. 2 [4]. Сосредоточенные массы имеют следующие значения:

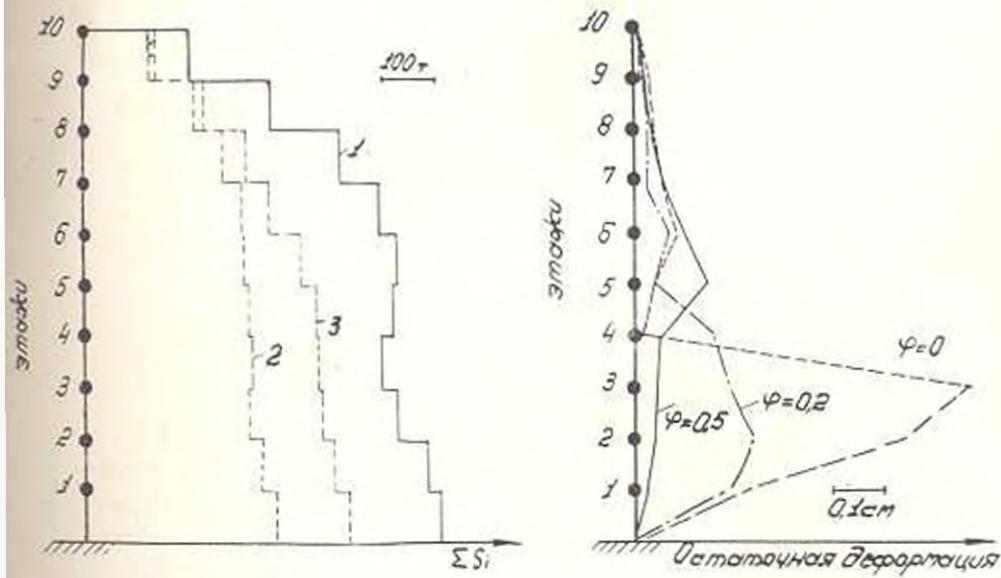
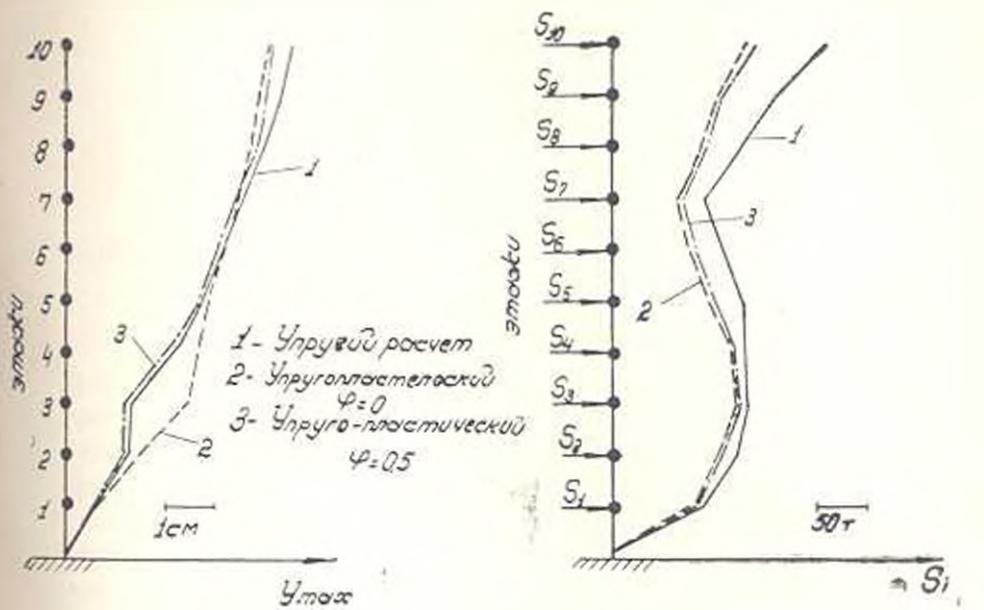


Рис. 3.

Таблица 1

Этажи	Максимальные перемещения u_k см				Максимальные значения сейсмических сил S_k т				Максимальные значения поперечных сил ΣS_k т				Остаточные деформации см		
	упругий расчет	τ_k			упругий расчет	τ_k			упругий расчет	τ_k			τ_k		
		0	0,2	0,5		0	0,2	0,5		0	0,2	0,5	0	0,2	0,5
1	0,650	0,585	0,626	0,618	91	77	78	82	718	396	443	534	0,226	0,197	0,028
2	1,269	1,456	1,285	1,211	122	106	105	108	689	362	424	505	0,541	0,227	0,039
3	1,835	2,475	1,849	1,748	134	123	123	134	632	335	402	481	0,662	0,194	0,053
4	2,324	2,686	2,434	2,254	131	117	120	123	598	310	410	477	0,020	0,160	0,052
5	2,724	2,903	2,812	2,728	127	95	100	105	626	338	377	471	0,043	0,035	0,144
6	3,111	3,253	3,198	3,159	107	76	77	79	632	336	346	438	0,078	0,075	0,101
7	3,616	3,545	3,496	3,524	87	63	70	94	596	322	335	371	0,056	0,029	0,056
8	4,064	3,764	3,749	3,822	131	88	74	97	510	286	291	324	0,029	0,027	0,028
9	4,403	3,955	3,974	4,053	163	104	95	105	378	218	222	248	0,007	0,029	0,007
10	4,597	4,108	4,100	4,194	215	132	134	145	215	132	131	145	0,046	0,004	0,046

$$m_1 = 62,7 \frac{\text{кгсек}^2}{\text{см}}, m_2 = m_3 = \dots = m_{10} = 32 \frac{\text{кгсек}^2}{\text{см}}$$

Жесткости всех этажей одинаковы и равны

$$a_1 = a_2 = \dots = a_{10} = 110400 \frac{\text{кг}}{\text{см}}$$

Расчетные периоды первых трех форм колебаний имеют следующие значения [4]:

$$T_1 = 0,91 \text{ сек.}, T_2 = 0,307 \text{ сек.}, T_3 = 0,187 \text{ сек.}$$

Коэффициент внутреннего трения принят равным $\beta_k = 0,16$. Вычисления производились на электронной машине „Раздан-2“ по акселерограмме реального землетрясения от 9.III.1949 г. с максимальным ускорением $0,12 g$ [5]. Полученные результаты при $\gamma_k = 0,5$ приведены в табл. 1. Как видно из таблицы, значения перемещений при различных упругих и упруго-пластических расчетах мало отличаются друг от друга. Аналогичное явление имеет место и для сейсмических сил. Упруго-пластические свойства конструкции сильно влияют на значения поперечных сил. При этом наибольшее снижение значений поперечных сил имеет место при диаграмме Прандтля ($\varphi_k = 0$). Иллюстрация полученных результатов приведена на рис. 3.

АИСМ

Поступило 31.V.1967

Է. Ն. ԿԱՉԵԱՆ

ԲԱԶՄԱՀԱՐԿ ԿՈՐԿԱՍԱՅԻՆ ՇԻՆՔԵՐԻ ՍԵՅՍՄԱԿԱՅՈՒՆՈՒԹՅԱՆ ՇՈՒՐՁԻ
Ս.ՈՒԶԳԱ-ՊԼԱՍՏԻԿԱԿԱՆ ԳԵՖՈՐՄԱՅԻՆՆԵՐԻ ՀԱՇՎԱՌՄԱՐ

Ս. մ փ ո փ ո ս մ

Հողվածում ուսումնասիրվում են բազմահարկ շինքերի սեյսմակայունության հարցերը առաձգա-պլաստիկական ղեֆորմացիաների հաշվառմամբ: Հաշվարկման սխեման և վերականգնող ուժերի և ղեֆորմացիաների միջև եղած առնչությունը բերված են նկ. 1:

Շարժման դիֆերենցիալ համասարումները ընդհանուր դեպքում տրվում է (ա) տեսքով: Տարբեր առաձգա-պլաստիկ էտապներում շարժման դիֆերենցիալ համասարումները համապատասխանաբար տրվում են (1), (3), (4), (6), (7) տեսքերով: Ստացված անընդհատ փոփոխվող դիֆերենցիալ հավասարումների սխեմերը յուժվում է մուսղև-Կուտարի եղանակով, էլեկտրոնային հաշվիչ մեքենայի օգնությամբ: Ստացված տեսական արդյունքները կիրառված են Երևանում կառուցվող 10 հարկանի շինքի (նկ. 2) նկատմամբ, 1949 թվականի մարտի 9-ին տեղի ունեցած 8 բալանոց երկրաշարժի ակտիվությունի հիման վրա (5):

Ստացված թվական տվյալները բերվում են աղյուսակ 1-ում: Ստացված արդյունքները ցույց են տալիս, որ շինքի առաձգա-պլաստիկական հատկու-

Յլուծեները շնչին ազդեցություն ևն ունենում ամենամեծ տեղափոխությունների վրա, բայց դժարորեն փոքրացնում ևն իններցիան և կարող սեծերի մեծությունները, որը բարեհար է ազդում շենքի սեյսմակայունության վրա:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Хачиян Э. Е. Упруго-пластический расчет систем со многими системами на сейсмостойкость. Научные сообщения АИСМ, вып. 7, 1966.
2. Хачиян Э. Е. Расчет сооружений на сейсмостойкость с учетом упруго-пластических деформаций. Известия АН Армянской ССР (серия т. II, т. XVII, № 4, 1964.
3. Хачиян Э. Е., Бенкеев А. А. Об упруго-пластическом расчете систем со многими степенями свободы на сейсмостойкость при помощи ЭВМ. Бюллетень по инженерной сейсмологии, № 5, Душанбе, 1966.
4. Горюк Т. А., Хачиян Э. Е. К изучению сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий повышенной этажности. Доклады Всесоюзного совещания по сейсмостойкому строительству в Алма-Ате. Ереван, 1967.
5. Хачиян Э. Е. Расчет сооружений на сейсмостойкость по акселерограмме сильных землетрясений. Известия АН Армянской ССР (серия т. II, т. XV, № 1, 1962.