

Расчет конструкций на действие сейсмических сил и оценка их сейсмостойкости

РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ НЕОБРАТИМЫХ МЕТАЛЛОКАРКАСОВ ЗДАНИЙ КОНСОЛЬНОГО ТИПА С ВЕРТИКАЛЬНЫМИ ХРЕБТОВЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ

БОРОДИН Л.А., канд. техн. наук, доцент
Российский университет дружбы народов,
117198, Москва, ГСП-6, ул. Миклухо-Маклая, 6

Разработан метод расчета сейсмостойкости необратимых каркасных систем консольного типа с вертикальными хребтовыми элементами

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: сейсмостойкость, необратимые консольные системы, вертикальные конструктивные элементы

Землетрясения являются отражением сложнейших тектонических процессов в земной коре. Поэтому прогнозировать с удовлетворительной достоверностью силу, время и место таких событий не представляется возможным. Следовательно, расчетная сейсмическая нагрузка, назначаемая в соответствии с нормативными документами при проектировании сооружений, является по существу нагрузкой предполагаемой. В результате расчеты конструкций на действие такой нагрузки являются сами по себе, не зависимо от сложности используемых методов, приближенными. Вместе с тем нормируемая балльность землетрясений, по которой осуществляются расчеты большинства строительных объектов, отвечает, как полагал, например, проф. И.Л. Корчинский [1], среднеквадратической (стандартной) величине ускорений в период активной фазы колебаний. В то же время превышение нагружений над стандартным уровнем в виде коэффициентов, перегрузки k_n при обеспеченности 5; 1; < 0,5% могут составить порядка 1,5; 1,75; 2 соответственно. Отсюда очевидно, что в конструкциях большинства сооружений, спроектированных по нормам, неизбежны при сильных землетрясениях различные деформации за пределами упругости.

Учитывая вышеизложенное, при проектировании сейсмостойких объектов особое внимание следует уделять разработке рациональных конструктивных решений, обеспечивающих планомерное использование в сооружениях неупругих резервов несущей способности. Локализация усилий в таких случаях может, судя по фотографии, заимствованной в [2] (рис. 1), приводить к серьезным разрушениям. В связи с этим в системах металлокаркасов консольного типа, обладающих регулярной структурой, рекомендуется в целях равномерного распределения усилий по высоте зданий применять, как было отмечено в [3], геометрически относительно малоизменяемые, шарнирно опертые скелетные конструкции, именуемые вертикальными хребтовыми элементами или хребтовыми колоннами. Сечения колонн как хребтовых, так и обычных следует подбирать таким образом, чтобы эти конструкции работали упруго. Узловые соединения в примыкающих к колоннам элементах типа ригелей, связей, выносных траверс, соединяющих подпятники колонн с фундаментом и т.п., следует, напротив, решать, исходя из такого расчета, чтобы в них при определенном уровне нагружений могли возникать повсеместно пластические шарниры, способные выполнять функцию ограничителей усилий в колоннах.

При оценке напряженно-деформированного состояния рассматриваемых конструктивных систем воспользуемся следующими выявленными ранее предпосылками. Неупругим системам при сейсмических воздействиях сообщается

такое же количество энергии, как и упругим эквивалентным системам, отличие которых от неупругих систем состоит в неограниченно высоких пределах текучести конструкций. При колебаниях упругих систем в процессе землетрясения доминируют компоненты реакции по основному тону. Отклонения систем упругих и неупругих с вертикальными хребтовыми элементами имеют очертания, близкие к прямолинейной форме. При этом возникающие в неупругой системе поперечные горизонтальные усилия от сейсмической нагрузки по пропорциям имеют распределение, которое в целом совпадает с распределением усилий по высоте в упругой эквивалентной системе; вместе с тем эти усилия по пропорциям совпадают в пределах $2/3 - 3/4$ нижней части здания с распределением, полученным при условии, когда отклонения системы совершаются четко по прямолинейной форме, расхождения имеют место только в пределах верхних этажей, достигая на самом верхнем уровне $1,5 - 2$ -кратного расхождения.



Рис. 1. Здание с "гибким" первым этажом, пострадавшее при землетрясении в г. Сан-Фернандо (США) 9.02.1971 г.

Изложенные предпосылки дают основание для отождествления реакции сложной системы консольного типа с вертикальными хребтовыми элементами с реакцией системы, обладающей одной степенью свободы, которой можно, следовательно, воспользоваться в качестве расчетной схемы сооружения, полагая при этом, что отклонения системы от положения равновесия имеют прямолинейное очертание и пропорциональны угловому смещению относительно основания (рис. 2, а). При такой схеме реакцию конструкций на горизонтальное смещение графически можно выразить диаграммой Прандтля с нулевой билинейностью (рис. 2, б). Эта диаграмма представляет суммарный момент усилий конструкций в упругой и неупругой области относительно нулевой отметки сооружения в зависимости от углового смещения системы $M(\varphi) - \varphi$.

Линейный участок диаграммы с положительным уклоном соответствует работе в упругой области и определяется коэффициентом угловой жесткости $c_v^o = p_i^2 \sum m_j h_j^2$, где p_i – частота основного тона, m_j – масса системы, отнесенная к уровню отметки h_j . Ордината горизонтального участка соответствует суммарному моменту усилий $M_{ст}$ при повсеместном появлении пластических шарниров в узловых соединениях; $M_{ст} = \sum M_{qt}$, где M_{qt} – предельный момент усилия, воспринимаемого некоторым элементом q относительно основания системы. Угловое смещение переходной точки от наклонного участка диаграммы к

горизонтальному равно $\varphi_r = M_{\Sigma T} / c_y^\varphi$. Суммарный момент усилий по расчетным сопротивлениям составляет $M_{\Sigma P} = \sum M_{pq}$, где M_{pq} – момент усилия при расчетном сопротивлении в элементе q относительно основания системы.

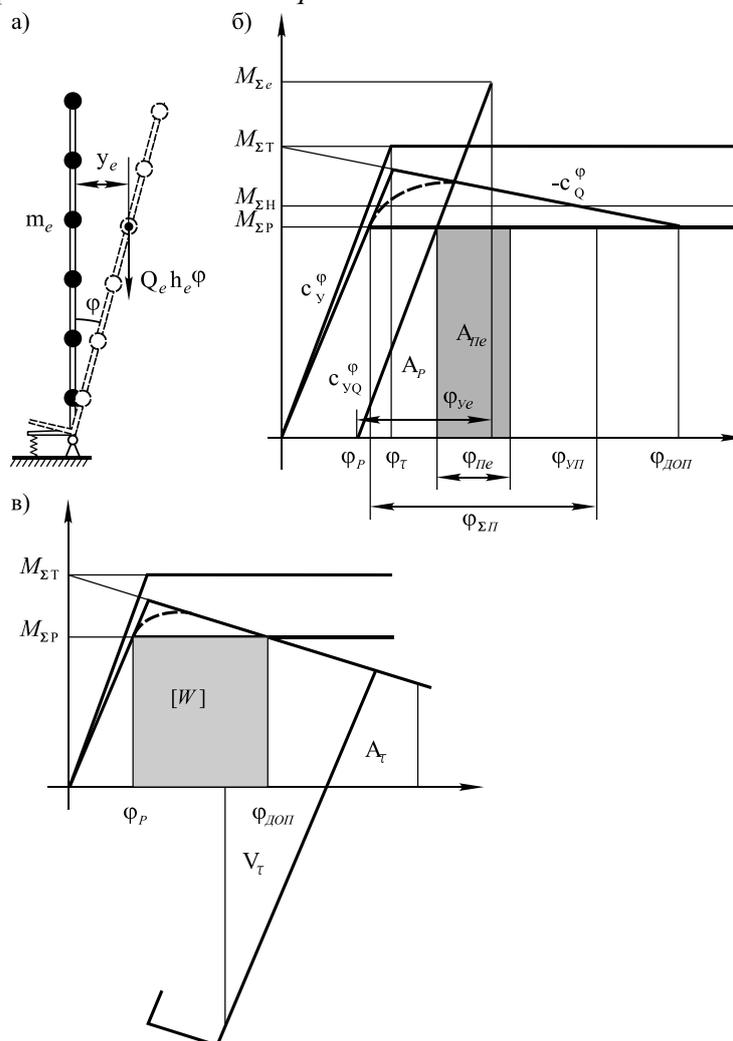


Рис. 2. Расчетная схема и диаграммы реакции необратимых систем:
а) расчетная схема; б, в) диаграммы реакции

Суммарный момент нормативной сейсмической нагрузки относительно основания системы равен $M_{\Sigma H} = \sum S_{Hj} h_j$, где; $S_{Hj} = G_{j-1} - G_j$; G_{j-1} , G_j – среднеквадратические значения поперечных перерезывающих усилий в пределах этажей $j-1$, j ; поперечное усилие в пределах некоторого этажа k составляет $G_k = (\sum G_{ik}^2)^{0,5}$, $G_{ik} = \sum S_{ie}$, $e = n, n-1, \dots, k$ – номера этажей от верхнего n до k -го; S_{ie} – нормативная сейсмическая нагрузка по i -тому тону ($i = 1, 2, 3, \dots$), отнесенная к массе m_e . По нормативной сейсмической нагрузке осуществляется расчет и корректировка конструктивных параметров сооружения. При этом суммарный момент усилий $M_{\Sigma P}$ может в итоге несколько отличаться в большую или меньшую сторону от нормативного значения $M_{\Sigma H}$. Отметим также, что уровень расчетных сопротивлений $M_{\Sigma P}$ отвечает началу перехода конст-

рукций из упругого состояния в пластическую область. Поэтому реальная зависимость $M(\varphi) - \varphi$ за пределом $M_{\text{сп}}$ должна иметь, как показано на диаграмме реакции (рис. 2, б) штрих – линией, нелинейное очертание.

Несущая способность конструктивной системы существенно зависит от понижающего влияния вертикальной статически приложенной нагрузки. Графически суммарная реакция системы с учетом данного фактора представлена (см. рис. 2, б) диаграммой с отрицательной билинейностью. При этом угловая жесткость на участке упругой реакции имеет значение $c_{\text{в}Q}^{\circ} = p_i^2 \sum m_j h_j^2 - c_Q^{\circ}$, где $c_Q^{\circ} = \sum Q_j h_j$; Q_j – статически приложенная нагрузка в уровне сосредоточения массы m_j . Восстанавливающая реакция системы по мере удаления от положения равновесия в неупругой области падает, пропорционально произведению: $-\varphi c_Q^{\circ}$, в то время как уровень противодействия возврату системы к исходному положению, напротив, возрастает. Поэтому даже при симметричных нагружениях в таких системах будет проявляться, как было отмечено в [4], тенденция к накоплению с растущей интенсивностью односторонних остаточных смещений, а в условиях неустойчивости сейсмических нагружений возможны моменты, когда в неупругой системе, получившей значительное смещение в одном направлении, например, вправо, при обратном затем смещении влево, произойдет накопление такого объема потенциальной энергии V_{τ} , (см. рис. 2, в), за счет которой система, выполнив работу $A_{\tau} \approx V_{\tau}$ еще больше удалится от положения равновесия вправо без дополнительного нагружения. Подобный характер реакции является признаком существенной необратимости конструктивной системы. Поэтому возможности развития односторонних остаточных смещений в таких системах должны быть ограничены. В виду сказанного представляется вполне логичным назначить в качестве допустимого крайнего смещения предел, при котором несущая способность конструктивной системы сохраняется на уровне, соответствующем расчетным сопротивлениям. Согласно принятому условию, учитывая геометрическое строение диаграммы реакции необратимой системы (рис. 2, б, в), величину допустимого углового смещения системы $\varphi_{\text{доп}}$ находим из уравнения $M_{\text{ст}} - \varphi_{\text{доп}} c_Q^{\circ} = M_{\text{сп}}$. Отсюда получаем:

$$\varphi_{\text{доп}} = (M_{\text{ст}} - M_{\text{сп}}) (c_Q^{\circ})^{-1}. \quad (1)$$

Площадь диаграммы $M(\varphi) - \varphi$ в пределах $\varphi_p - \varphi_{\text{доп}}$ представляет рабочую энергоемкость системы, т.е. объем энергии, которую система может поглощать в пластической области при накоплении односторонних остаточных смещений в указанных границах. Частью данной площади выше уровня $M_{\text{сп}}$, нелинейно окаймленной сверху штрих – линией (рис. 2, б, в), уместно в виду относительной малости пренебречь в счет повышения резервов прочности конструкций. Тогда энергоемкость системы будет определяться площадью прямоугольника с основанием $\varphi_p - \varphi_{\text{доп}}$ и высотой $M_{\text{сп}}$:

$$[W] = M_{\text{сп}} (\varphi_p - \varphi_{\text{доп}}). \quad (2)$$

В тех случаях, когда в конструктивных элементах происходит потеря устойчивости при угловых смещениях φ_M меньших, нежели $\varphi_{\text{доп}}$, тогда необходимо либо соответственно усилить конструкции, либо в формулу (2) вводить замену, подставляя вместо $\varphi_{\text{доп}}$ значение φ_M .

Сейсмические воздействия, воспринимаемые необратимой системой, будем моделировать по наиболее неблагоприятной для таких систем схеме однознач-

ных повторных нагружений. При этом, руководствуясь энергетическим принципом расчета и пренебрегая в счет повышения ресурса устойчивости потерями энергии на развитие пластических деформаций, напряженно-деформированное состояние необратимой системы можно оценивать, исходя из условия равенства работ, совершаемых в упругой и неупругой системах при отклонении от положения равновесия. Судя по известным акселерограммам, продолжительность колебания грунта во время землетрясений обычно составляет значительно меньше 60 с. Приняв, тем не менее, такую продолжительность (с большим запасом) за расчетную и учитывая, что распределение нагружений по интенсивности в целом происходит согласно релеевскому закону распределения экстремумов, была составлена таблица (см. табл. 1). В этой таблице нагружения по той или иной интенсивности даны в отношениях к стандарту и сгруппированы по числу циклов. Например, нагружения из некоторой группы e в количестве циклов n_e в относительном значении составляют $k_e = M_{\Sigma e} / M_{\Sigma H}$, где $M_{\Sigma e}$ – суммарный момент усилий от нагружений по группе e . При известном периоде собственных колебаний системы и заданном коэффициенте перегрузки k_{II} ($k_{II} = 1,5; 1,75; 2$), можно, пользуясь табл. 1, установить действующие на упругую эквивалентную систему нагружения.

Таблица 1
Таблица количества циклов нагружений в зависимости от интенсивности k_e и периодов T_c .

$T_c \backslash k_e$	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2
0,25	48	65	58	38	19	8	3	<1
0,5	24	32	29	20	10	4	1	–
1	12	16	14	10	5	2	<1	–
2	6	8	7	5	<3	1	–	–
3	4	5	5	3	<2	<1	–	–
4	3	4	4	2	1	<1	–	–

При этом, как уже отмечалось, суммарный момент усилий по уровню расчетных сопротивлений $M_{\Sigma p}$ может отличаться от значения $M_{\Sigma H}$. В таких случаях, если отношение $M_{\Sigma p} / M_{\Sigma H} < 1$, комбинацию нагружений, составленную по условию $M_{\Sigma e} / M_{\Sigma H}$, можно дополнить группой нагружений, относительная величина которых $k_e < 1$. Если же $M_{\Sigma p} / M_{\Sigma H} > 1$, то, напротив, исходная комбинация должна быть соответственно сокращена.

Изложим способ определения отклонений необратимой неупругой системы по прямолинейной форме.

Работа, произведенная в упругой эквивалентной системе при некотором нагружении $M_{\Sigma e}$, составляет $A_e = M_{\Sigma e}^2 / 2c_{yQ}^0 = k_e^2 M_{\Sigma H}^2 / 2c_{yQ}^0$. На диаграмме $M(\varphi) - \varphi$ (рис. 2, б) работе A_e соответствует площадь треугольника, высота которого $M_{\Sigma e}$, основание – φ_{ye} . В неупругой системе часть данной работы в объеме $A_p = M_{\Sigma p}^2 / 2c_{yQ}^0$ совершается в упругих границах. Оставшаяся часть $A_{пе} = A_e - A_p$ приходится на смещения в пластической области. Примем обозначения $n_p = M_{\Sigma H} / M_{\Sigma p}$. Учитывая отсюда, что $M_{\Sigma H} = n_p M_{\Sigma p}$ запишем после подстановок $A_{пе} = M_{\Sigma p}^2 (n_p^2 k_e^2 - 1) / 2c_{yQ}^0$. Работа в объеме $A_{пе}$, выполненная в результате n_e повторных нагружений, составляет $A_{\Sigma пе} = n_e (n_p^2 k_e^2 - 1) M_{\Sigma p}^2 / 2c_{yQ}^0$.

Суммарная работа, произведенная в процессе неупругих смещений за общее количество циклов $n_{\text{ц}}$, будет равна $A_{\text{зм}} = \sum n_e A_{\text{зме}} = \left(\sum n_e n_p^2 k_e^2 - n_{\text{ц}} \right) M_{\text{зп}}^2 / 2c_{yQ}^0$. Расчетная величина углового смещения системы в неупругой области согласно геометрическому строению диаграммы реакции составляет $\varphi_{\text{зм}} = A_{\text{зм}} / M_{\text{зп}}$. Заметим вместе с тем, что $\varphi_p = M_{\text{зп}} / c_{yQ}^0$. Выполнив определенные подстановки, можем написать $\varphi_{\text{зм}} = 0,5\varphi_p \left(\sum n_e n_p^2 k_e^2 - n_{\text{ц}} \right)$. Полное угловое смещение необратимой системы получаем в виде

$$\varphi_{\text{зм}} = \varphi_p + \varphi_{\text{зм}} = \varphi_p \left[1 + 0,5 \left(\sum n_e n_p^2 k_e^2 - n_{\text{ц}} \right) \right]. \quad (3)$$

Отклонение системы по форме, имеющей прямолинейное очертание на некотором уровне y_j , определяется выражением:

$$y_j = h_j \varphi_{\text{зм}}. \quad (4)$$

Расчет прочности конструкций необратимой системы выполняем по условию предельного состояния сооружения, когда во всех узловых соединениях несущих элементов, охватывающих колонны, возникают пластические шарниры. Величину горизонтальной сейсмической нагрузки, вызывающей смещение системы в крайнее деформированное положение находим, руководствуясь принципом равенства работ, производимых с одной стороны за счет внешней нагрузки, а с другой стороны за счет противодействующих внешней нагрузке внутренних предельных усилий. Исходим из такого расчета, что эта работа в пропорциях может быть выражена через площади соответствующих эпюр моментов относительно основания системы. Отсюда определяется размерность горизонтальной нагрузки, а ее распределение по высоте здания принимается в таких же отношениях, как и распределение нагрузки в упругой эквивалентной системе.

Приведем результаты иллюстративного примера расчета необратимой упруго-пластической системы. Конструкция представляет трехпролетную пятнадцатизэтажную рамную систему, обладающую регулярной геометрической структурой (рис. 3, а). Стойки среднего пролета выполняют функцию хребтовых колонн и объединены с 1-го по 14-ый этажи ригелями, узловые соединения которых с колоннами рассчитаны на развитие пластических шарниров. Все ригели внешних пролетов, а также ригель пятнадцатого этажа среднего пролета соединены с колоннами посредством обычных шарнирных соединений. Система имеет по осям следующие размеры: высота первого этажа 1,5 метров, высота верхних этажей 3,6 м; длина среднего пролета рамы $l_{\text{ср}} = 6$ м; длина крайних пролетов $l_{\text{кр}} = 4$ м. Расстояние между самыми напряженными сечениями в пластических зонах ригелей на 1-ом – 11-ом этажах – 5 м, на 12-ом – 14-ом этажах – 5,2 м. Суммарная статическая нагрузка, размещенная на уровне с 1-го по 14-й этажей $Q_{1-14} = 115,4$ т, нагрузка на уровне 15-го этажа $Q_{15} = 69,25$ т. Сейсмическая района 9 баллов.

Определение нормативной сейсмической нагрузки при расчете эквивалентной упругой системы выполнялось по СНиП-7-8*, при этом коэффициент перегрузки был принят равным $k_{\text{п}} = 1,75$. Размеры конструктивных сечений хребтовых колонн и ригелей среднего пролета, полученные при расчете на действие нагрузки по уровню стандарта даны в табл. 2. Соответствующие значения приведенной сейсмической нагрузки S_{Hj} и поэтажные перерезывающие усилия G_{Hj} представлены в табл. 3. По нагрузке были получены ординаты эпюры сум-

марных поэтажных моментов. В основании системы момент с поправкой согласно нижепринятой расчетной схеме 0,5 составил $M_{\Sigma SH} = 2727,53$ тм. Соответствующая площадь эпюры моментов была равна $F_{\Sigma SH} = 55807,75$ тм.

Таблица 2.

Таблица конструктивных сечений

Элементы	№ этажа	J_M^4	A_M^2
Хребтовые колонны	1 – 11	25,8 E-4	4,93 E-2
	12 – 15	8,55 E-4	3,2 E-2
Ригели среднего пролета	1 – 5	26,2 E-4	
	6 – 8	23,7 E-4	
	9 – 11	16 E-4	
	12 – 13	9 E-4	
	14	5,5 E-4	

Схема расчета системы по предельному состоянию принята в виде хребтовой колонны, статическая неизменяемость которой обеспечена посредством дополнительной фиктивной упругой связи в опорном соединении колонны с фундаментом (рис. 3, б). С одной стороны данная конструкция воспринимает постоянные предельные усилия, возникающие в пластических зонах, а с другой стороны воспринимает внешнюю горизонтальную нагрузку. При этом моменты предельных усилий в пластических зонах определяются с учетом коэффициента пластичности $m_{пл} = 1,5$, полученным экспериментально, и с учетом пластического момента сопротивления, взятого в соответствии с геометрией сечения равным $W^{пл} = 1,12W_y$, где W_y – упругий момент сопротивления. Моменты усилий в тех же зонах на уровне расчетных сопротивлений определялись с учетом коэффициента условий работ $m_{кр} = 1,3$.

Отсюда имеем отношение $1,12 \cdot m_{пл} (m_{кр})^{-1} = 1,292$.

Предельные моменты в пластических зонах ригелей по этажам 1–5; 6–8; 9–11; 12–13; 14 в тм соответственно равны $M_{r1-5} = 287,95$; $M_{r6-8} = 267,52$; $M_{r9-11} = 197,44$; $M_{r12-13} = 130,96$; $M_{r14} = 81,98$. Ординаты эпюры предельных моментов, полученные поэтажно M_{Tj} приводятся в табл. 3. Суммарный момент в основании системы был равен $M_{\Sigma T} = 317853$ тм. Суммарный момент усилий по уровню расчетных сопротивлений с поправкой на $1,292^{-1}$ равен $M_{\Sigma p} = 246016$ тм. Таким образом, в процессе подбора и корректировки сечений конструкций этот момент оказался меньше нормативного уровня, при этом $n_p = M_{\Sigma H} / M_{\Sigma p} = 1,1087$.

Площадь эпюры моментов предельных усилий составляет $F_{\Sigma M} = 6634061$ тм. Отсюда получаем отношение $F_{\Sigma M} / F_{\Sigma H} = 1,19$, которое представляет коэффициент размерности, необходимый для определения горизонтальной нагрузки S_{Tj} при расчете по предельному состоянию, т.е. $S_{Tj} = 1,19S_{Hj}$. Значение S_{Tj} и ординаты соответствующих предельных моментов $M_{\Sigma Tj}$ приводятся в табл. 3. Суммарный момент в основании системы от нагрузки S_{Tj} составляет $M_{\Sigma ST} = 3242,07$ тм. Эпюры моментов от нагрузки S_{Tj} и усилий M_{Tj} даны на рис. 3, в. По расчетной схеме, приведенной на рис. 3, б, от действия усилий, соответствующих нагружениям S_{Tj} и M_{Tj} , осуществляется проверка прочности конструкций, и определяются поэтажные смещения.

Таблица 3.
Таблица результатов расчета необратимой системы

№ этажа	h_j	S_{Hj}	G_{Hj}	$M_{\Sigma Tj}$	$0,5S_{Tj}$	M_{STj}	$y_{\Lambda j}$	$y_{УПj}$
15	51,9	16,48	16,48	–	9,8	35,27	0,597	0,545
14	48,3	23,65	40,13	81,98	14,07	121,19	0,555	0,535
13	44,7	20,11	60,24	212,94	11,96	250,17	0,514	0,529
12	41,1	16,12	76,36	343,9	9,59	413,65	0,473	0,51
11	37,5	13,89	90,25	541,34	8,26	606,67	0,431	0,48
10	33,9	11,21	101,46	738,78	6,67	823,65	0,39	0,445
9	30,3	10,02	111,48	936,22	5,96	1062,09	0,348	0,4
8	26,7	8,33	119,81	1203,74	4,96	1318,37	0,307	0,357
7	23,1	7,64	127,45	1471,26	4,54	1591	0,266	0,306
6	19,5	6,45	133,9	1738,78	3,84	1877,38	0,224	0,254
5	15,9	5,26	139,16	2026,73	3,13	2175,01	0,183	0,202
4	12,3	4,07	143,23	2314,68	2,42	2481,3	0,141	0,157
3	8,7	2,88	146,11	2602,63	1,71	2793,8	0,10	0,094
2	5,1	1,687	147,8	2890,58	1	3109,9	0,059	0,047
1	1,5	0,496	148,3	3178,52	0,29	3242,07	0,017	0,014

При расчете отклонений необратимой системы по прямолинейной форме находились коэффициенты угловой жесткости системы $c_v^o = 1159311 \cdot 10^3$ т/м, потери угловой жесткости $c_o^o = -43822 \cdot 10^3$ т/м; угловой жесткости с учетом отрицательного влияния статики $c_{v_o}^o = 1115489 \cdot 10^3$ т/м. Угловое смещение в пределах расчетных сопротивлений $\varphi_p = 246016 \cdot (1115489 \cdot 10^3)^{-1} = 0,002205$. Предельное допустимое угловое смещение по формуле (1):

$$\varphi_{доп} = (317853 - 246016) \cdot (46822 \cdot 10^{-3})^{-1} = 16,4 \cdot 10^{-3}.$$

При расчете углового смещения системы по формуле (3) воспользуемся данными табл. 1. При периоде основного тона $T = 2c$ нагружения составляющие относительной интенсивности $k_e = 1,75; 1,5; 1,25; 1$ имеют следующую вторичность: $n_e = 1; 1; 3; 5$. Находим

$$\varphi_{\Sigma} = \varphi_p \{1 + 0,5[1,1037^2(1 \cdot 1,75^2 + 1 \cdot 1,5^2 + 3 \cdot 1,25^2 + 5 \cdot 1) - 10]\} = 5,219\varphi_p.$$

Отсюда имеем $\varphi_{\Sigma} = 5,219 \cdot 2,205 \cdot 10^{-3}$. Заметим, что φ_{Σ} почти в 1,5 раза меньше $\varphi_{доп}$. Это свидетельствует о значительном резерве устойчивости сооружения. Далее, пользуясь (4) находим отклонения системы от наложения равновесия по прямолинейной форме.

Позтажные смещения системы от действия S_{Tj} и M_{Tj} после линейной аппроксимации были присоединены к отклонениям по прямолинейной форме $y_{\Lambda j}$. Полученные результаты $y_{УТj}$ приводятся в табл. 3 и представлены графически на рис. 3. Разница между отклонениями $y_{\Lambda j}$ и $y_{УТj}$, как видно, несущественная, хотя сечения хребтовых колонн были получены при расчете по нормативной нагрузке и дополнительно не усиливались. Тем самым подтверждается обоснованность расчетных предпосылок, принятых при разработке данного метода и, вместе с тем, следует отметить, что используемый общеконструкционный подход обеспечивает вполне предсказуемое напряженно-деформированное состояние сооружения.

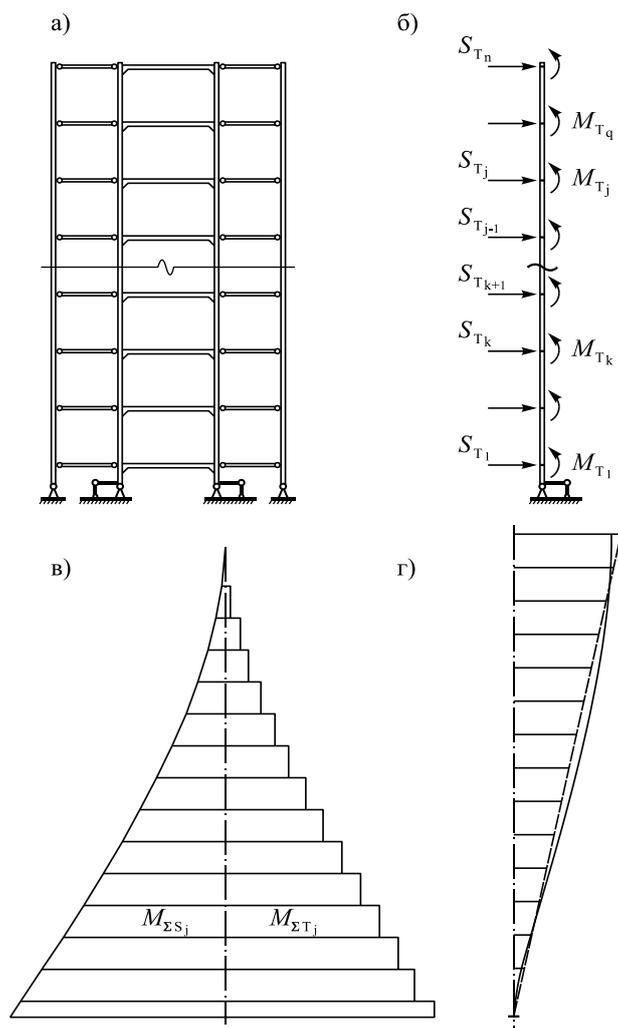


Рис. 3. Иллюстрации по результатам расчета необратимой системы:
 а) схема конструктивной системы; б) расчетная схема; в) эпюры моментов;
 г) отклонения системы

Литература

1. Корчинский И.Л. и др. Сейсмостойкое строительство зданий. – М.: «Высшая школа», 1971. – С. 79.
2. Steinbrugge K.V. San Fernando earthquake, February 9, 1971. – San Francisco, Calif.: Pacific Fire Rating Bureau, 1971, VIII, 93 p.
3. Бородин Л.А., Тимофеева Т.В. Использование упругих эквивалентов в качестве имитационной модели при анализе реакции каркасных систем на воздействия типа сейсмических. – Вестник РУДН, Серия «Инж. исследования», Вып. 3, 2000. – С. 81–85.
4. Бородин Л.А. Оценка сейсмостойкости необратимых каркасных систем консольного типа. – М.: РУДН, Вып. 3, 2004. – С. 84–89.

CALCULATION OF LIMIT STATE OF SEISMIC IRREVERSIBLE METAL FRAME BUILDINGS OF CANTILEVER TYPE WITH VERTICAL RIDGE ELEMENTS

Borodin L.A.

A method for assessing seismic irreversible skeletal systems is presented to limit state using the energy principle.

KEY WORDS: seismicity, metal frame buildings of cantilever type, experimental investigations, ultimate state.