

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ  
УНИВЕРСИТЕТ**

Д.М. Нуриева

**РАСЧЁТ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ  
НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ**

Учебно-методическое пособие для студентов  
строительных специальностей и направлений подготовки  
08.03.01, 08.05.01

Казань  
2018

УДК 624.04  
ББК 38.112  
Н90

**Нуриева Д.М.**

Н90 Расчёт каркасных зданий на сейсмические воздействия: Учебно-методическое пособие для студентов строительных специальностей и направлений подготовки 08.03.01, 08.05.01 / Д.М. Нуриева. – Казань: Изд-во Казанск. гос. архитектур.-строит. ун-та, 2018. – 63 с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета

В учебно-методическом пособии приведены общие положения нормативного метода расчёта каркасных зданий на сейсмические нагрузки. Рассмотрены примеры расчета.

Пособие рекомендовано для использования студентами специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» (специализация «Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений») и направления подготовки 08.03.01 «Строительство» (направленность (профиль) «Промышленное и гражданское строительство») при выполнении расчетно-графических работ и выпускных квалификационных работ (дипломных проектов).

Рецензенты:

Кандидат технических наук, доцент кафедры механики

**В.И. Лукашенко**

Главный инженер проекта ООО «ТрансИнжКом»

**А.Г. Покровская**

УДК 624.04  
ББК 38.112

© Казанский государственный  
архитектурно-строительный  
университет, 2018

© Нуриева Д.М., 2018

## СОДЕРЖАНИЕ

|   |    |
|---|----|
| ВВЕДЕНИЕ .....  | 4  |
| 1. НОРМАТИВНЫЙ МЕТОД РАСЧЁТА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ<br>НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ. ....  | 5  |
| 1.1. Основные расчётные положения. ....   | 5  |
| 1.2. Определение сейсмичности района строительства. ....  | 7  |
| 1.3. Определение сейсмичности площадки строительства. ....  | 7  |
| 1.4. Формирование динамической расчётной схемы каркаса. ....  | 9  |
| 1.5. Определение периодов, частот и форм собственных<br>колебаний каркаса. ....   | 12 |
| 1.6. Определение расчётных сейсмических сил, действующих на<br>каркас. ....   | 15 |
| 1.7. Определение усилий в элементах каркаса от действия<br>сейсмических нагрузок. ....  | 20 |
| 1.8. Определение усилий в элементах каркаса от особого<br>сочетания нагрузок. ....  | 20 |
| 2. ПРИМЕР. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В РАМЕ ОДНОЭТАЖНОГО<br>ПРОИЗВОДСТВЕННОГО БЕСКРАНОВОГО ЗДАНИЯ ОТ<br>ДЕЙСТВИЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК. .... | 21 |
| 2.1. Исходные данные. ....  | 21 |
| 2.2. Определение сейсмичности строительной площадки. ....   | 22 |
| 2.3. Определение сейсмических нагрузок, действующих на здание. ....   | 22 |
| 2.4. Определение сейсмической силы, действующей на<br>поперечную раму. ....   | 26 |
| 2.5. Определение усилий в раме от действия сейсмической<br>нагрузки. ....   | 29 |
| 3. ПРИМЕР. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В РАМЕ<br>МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ<br>ОСОБОГО СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК .....              | 31 |
| 3.1. Исходные данные. ....  | 31 |
| 3.2. Определение сейсмичности строительной площадки. ....   | 31 |
| 3.3. Определение сейсмических сил, действующих на<br>поперечную раму здания. ....   | 32 |
| 3.4. Определение усилий в раме от действия сейсмических сил. . .  | 41 |
| 3.5. Определение усилий в раме от действия особого сочетания<br>нагрузок. ....  | 53 |
| ЛИТЕРАТУРА. ....  | 55 |
| Приложение 1. Исходные данные к задаче 1. ....  | 56 |
| Приложение 2. Справочные данные. ....   | 57 |
| Приложение 3. Исходные данные к задаче 2. ....  | 58 |
| Приложение 4. Эпюры моментов в рамах при действии вертикальных<br>статических нагрузок. ....  | 59 |

## ВВЕДЕНИЕ

Обеспечение сейсмостойкости зданий и сооружений всегда являлось одной из основных задач при проектировании и возведении зданий и сооружений в сейсмоопасных районах. В последнее время её актуальность существенно возросла в связи с участившимися случаями землетрясений, с большими человеческими жертвами и огромным материальным ущербом.

В России более 30% территории являются сейсмоопасными с расчетной интенсивностью землетрясений 7–9 баллов. Кроме того, новая нормативная карта сейсмического районирования Российской Федерации ОСР – 2015 «Общее сейсмическое районирование территории РФ» наглядно подтверждает тенденцию увеличения таких районов. В последнее время повышена фоновая сейсмичность в Забайкалье, в районах Северного Кавказа, на Сахалине, у побережья Черного моря. Проблема коснулась и Татарстана. Если раньше сейсмическая опасность здесь оценивалась в 4–5 баллов, то согласно новой карте она увеличилась до 6–7. Главная причина повышения сейсмической опасности на территории Татарстана связана с активной разработкой месторождений нефти и развитием карстовых процессов.

В связи с этим становится актуальной разработка антисейсмических мероприятий для обеспечения способности зданиями воспринимать землетрясения ожидаемой интенсивности с минимальным ущербом.

В учебно-методическом пособии приводятся основные сведения о нормативном методе расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия. Приводятся теоретические основы расчета, включающие в себя определение сейсмичности площадки строительства, выбор расчетной модели здания, определение сейсмических сил и усилий от их воздействия. Рассмотрены примеры расчета одноэтажного и многоэтажного каркасного зданий на сейсмические нагрузки.

Учебно-методическое пособие рекомендовано для использования студентами специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» и направления подготовки 08.03.01 «Строительство» (профиль «Промышленное и гражданское строительство») при выполнении расчетно-графических работ и выпускных квалификационных работ (дипломных проектов).

# 1. НОРМАТИВНЫЙ МЕТОД РАСЧЁТА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ

## 1.1. Основные расчётные положения

Расчёт зданий и сооружений на сейсмические нагрузки производится на основе СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» (актуализированного СНиП II-7-81\*) [1].

Согласно [1] расчет конструкций и оснований на сейсмические нагрузки необходимо производить при проектировании зданий, возводимых на площадках с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. На площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, возводить здания и сооружения, как правило, не допускается. При необходимости строительство на таких площадках допускается по специальным техническим условиям.

Расчет конструкций зданий и сооружений, проектируемых для строительства в сейсмических районах, необходимо выполнять на основные и особые сочетания нагрузок. В состав последних включаются постоянные, 1–2 временные и особая (сейсмическая) нагрузки. При этом значения расчетных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, принимаемые по табл. 1.1.

Таблица 1.1

| Вид нагрузок                 | Коэффициент сочетания $n_c$ |
|------------------------------|-----------------------------|
| Постоянная                   | 0,9                         |
| Временная<br>длительная      | 0,8                         |
| Временная<br>кратковременная | 0,5                         |

Горизонтальные нагрузки от масс на гибких подвесках, температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия от движения кранов в особое сочетание нагрузок не включаются.

Расчётную горизонтальную сейсмическую нагрузку от веса мостовых кранов следует учитывать в направлении, перпендикулярном к оси подкрановых балок. Снижение крановых нагрузок, предусмотренное СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия», при этом не учитывается.

Сейсмические воздействия могут иметь любое направление в пространстве. Для зданий и сооружений с простым конструктивно-планировочным решением расчётные сейсмические нагрузки следует принимать действующими горизонтально в направлении их продольной и поперечной осей. Действие сейсмических нагрузок в указанных направлениях следует учитывать отдельно.

Расчётные сейсмические нагрузки на здания и сооружения, имеющие сложное конструктивно-планировочное решение, следует определять с

применением пространственных расчётных динамических моделей зданий и с учётом пространственного характера сейсмических воздействий.

Конструктивно-планировочное решение зданий и сооружений считается простым, если выполняются все нижеперечисленные условия:

а) первая и вторая формы собственных колебаний сооружения не являются крутильными относительно вертикальной оси;

б) максимальное и среднее значения горизонтальных смещений каждого перекрытия по любой из поступательных форм собственных колебаний сооружения различаются не более, чем на 10%;

в) значения периодов всех учитываемых форм собственных колебаний должны отличаться друг от друга не менее, чем на 10%;

г) в перекрытиях отсутствуют большие проемы, ослабляющие диски перекрытий;

д) конструктивные особенности соответствуют требованиям табл. 7 [1].

При выполнении расчётов сооружений с учетом сейсмических воздействий следует применять две расчётные ситуации:

а) сейсмические нагрузки соответствуют уровню ПЗ (проектное землетрясение). Целью расчётов на воздействие ПЗ является предотвращение частичной или полной потери эксплуатационных свойств сооружением. Расчётные модели сооружений следует принимать соответствующими упругой области деформирования. Эти расчёты выполняются для всех зданий и сооружений;

б) сейсмические нагрузки соответствуют уровню МРЗ (максимальное расчетное землетрясение). Целью расчётов на воздействие МРЗ является предотвращение глобального обрушения сооружения или его частей, создающего угрозу безопасности людей. Формирование расчётных моделей сооружений следует проводить с учётом возможности развития в несущих и ненесущих элементах конструкций неупругих деформаций и локальных хрупких разрушений. Эти расчёты выполняются для зданий, перечисленных в табл. 3 [1].

Расчёт зданий на сейсмические воздействия, соответствующие уровню ПЗ, производится в следующей последовательности:

1) определяется сейсмичность района строительства;

2) определяется сейсмичность площадки строительства;

3) формируется расчётная динамическая модель здания, и определяются ее параметры;

4) определяются периоды, частоты и формы собственных колебаний каркаса;

5) определяется расчётная сейсмическая нагрузка;

6) определяются усилия в элементах каркаса от действия сейсмических нагрузок;

7) определяются усилия в элементах каркаса от особого сочетания нагрузок;

8) производится поверочный расчёт основных элементов каркаса и узлов их соединений.

## 1.2. Определение сейсмичности района строительства

Интенсивность сейсмических нагрузок в баллах (сейсмичность) для района строительства следует принимать на основе комплекта карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации – ОСР-2015, утвержденных Российской академией наук. Указанный комплект карт предусматривает осуществление антисейсмических мероприятий при строительстве объектов и отражает 10%-ную (карта А), 5%-ную (карта В), 1%-ную (карта С) вероятность возможного превышения в течение 50 лет указанных на картах значений сейсмической интенсивности (приложение 1[1]).

Комплект карт ОСР-2015 (А, В, С) позволяет оценивать на трех уровнях степень сейсмической опасности и предусматривает осуществление антисейсмических мероприятий при строительстве объектов трех категорий, учитывающих ответственность сооружений:

- карта А – массовое строительство;
- карта В – объекты повышенной ответственности;
- карта С – особо ответственные объекты.

При возведении объекта массового гражданского или промышленного строительства сейсмичность отдельного населенного пункта определяется по карте А. Карта В используется при строительстве объектов, функционирование которых обязательно при разрушительном землетрясении (аэропорты, вокзалы, хлебозаводы и т.д.). Карта С используется для особо ответственных объектов, разрушение которых при землетрясении может повлечь за собой экологическую катастрофу (АЭС, гидроэлектростанции, объекты химического производства и т.д.).

Необходимо отметить, что комплект карт ОСР-2015 составлен для грунтов среднего качества по сейсмическим свойствам (II категории, согласно табл. 1.2). В реальности на любой территории существуют как средние, хорошие, так и слабые грунты. При этом наблюдения показали, что эффект проявления землетрясения на слабых грунтах сильнее на 1–2 балла, чем, например, на соседних скальных. Следовательно, здания на слабых грунтах получают большую степень повреждения. Поэтому при проектировании какого-либо объекта необходимо корректировать сейсмичность площадки строительства в зависимости от качества грунтов, залегающих в ее основании.

## 1.3. Определение сейсмичности площадки строительства

Интенсивность сейсмических воздействий для площадки строительства следует определять на основании карт сейсмического микрорайонирования. На таких картах производится разделение рассматриваемого населенного пункта на зоны с различной сейсмичностью в зависимости от грунтовых условий.

В районах, для которых отсутствуют карты сейсмического микрорайонирования, допускается для объектов нормального и пониженного уровня ответственности определять сейсмичность площадки строительства согласно табл. 1.2. Из таблицы видно, что сейсмичность строительной

площадки может совпадать или не совпадать с сейсмичностью района, определенной по картам ОСР-2015. Если строительная площадка сложена грунтами хорошего качества (I категория), то ее сейсмичность снижается на один балл по сравнению с сейсмичностью района. Если площадка сложена грунтами плохого качества (III, IV категории), то ее сейсмичность повышается на один балл. При грунтах среднего качества сейсмичность площадки строительства совпадает с сейсмичностью района строительства.

Таблица 1.2

| Категория грунта по сейсмическим свойствам | Описание грунта   | Характеристика сейсмических свойств грунтов                        |  | Расчётная сейсмичность площадки при сейсмичности района, баллы |   |    |
|--|---|--|--|--|---|----|
|  |   | Сейсмическая жесткость $\rho \cdot V_s$ , (г/см <sup>3</sup> ·м/с) | Скорость поперечных волн $V_s$ , м/с. Отношение скоростей продольных и поперечных волн $V_p/V_s$ | 7  | 8 | 9  |
| I  | Скальные грунты (в том числе вечномерзлые и вечномерзлые оттаявшие) неветрелые и слабоветрелые; крупнообломочные грунты плотные, маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя; выветрелые и сильноветрелые скальные и дисперсные твердомерзлые (многолетнемерзлые) грунты при температуре минус 2°С и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу I (сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии)  | >1500  | >700<br>1,7–2,2  | 6  | 7 | 8  |
| II   | Скальные грунты выветрелые и сильноветрелые, в том числе вечномерзлые, кроме отнесенных к категории I; крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к категории I; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L < 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков и $e < 0,7$ – для супесей; вечномерзлые нескальные грунты пластичномерзлые или сыпучемерзлые, а также твердомерзлые при температуре выше минус 2°С при строительстве и эксплуатации по принципу I | 350–1500   | 250–700<br>1,7–2,2<br>(не водонасыщенные)<br>2,2–3,5 (водонасыщенные)                            | 7  | 8 | 9  |
| III  | Пески рыхлые независимо от степени влажности и крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L > 0,5$ ; глини-   | 200–350  | 150–250<br>3,5–7   | 8  | 9 | >9 |



|    |   |      |                |    |    |     |
|----|---|------|----------------|----|----|-----|
|    | тые грунты с показателем консистенции $I_l < 0,5$ при коэффициенте пористости $e > 0,9$ для глин и суглинков и $e > 0,7$ – для супесей; вечномерзлые дисперсные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II (допускается оттаивание грунтов основания) |      |                |    |    |     |
| IV | Наиболее динамически неустойчивые разновидности песчано-глинистых грунтов, указанные в категории III, склонные к разжижению при сейсмических воздействиях   | <200 | 60–150<br>7–15 | 8* | 9* | >9* |

\* Грунты с большей вероятностью склонны к разжижению и потере несущей способности при землетрясениях интенсивностью более 6 баллов.

*Примечания*

1. Скорости  $V_p$  и  $V_s$ , а также значение сейсмической жесткости грунта являются средневзвешенными значениями для 30-метровой толщи, считая от планировочной отметки.

2. В случае многослойного строения грунтовой толщи, грунтовые условия участка относят к более неблагоприятной категории, если в пределах верхней 30-метровой толщи (считая от планировочной отметки) слои, относящиеся к этой категории, имеют суммарную мощность более 10 м.

3. При отсутствии данных о консистенции, влажности, сейсмической жесткости, скоростях  $V_p$  и  $V_s$  глинистые и песчаные грунты при положении уровня грунтовых вод выше 5 м относятся к категории III или IV по сейсмическим свойствам.

4. При прогнозировании подъема уровня грунтовых вод и обводнения грунтов (в том числе просадочных) категорию грунтов следует определять в зависимости от свойств грунта в замоченном состоянии.

5. При строительстве на вечномерзлых грунтах по принципу II грунты основания следует рассматривать по их фактическому состоянию после оттаивания.

6. При определении сейсмичности площадок строительства транспортных и гидротехнических сооружений следует учитывать дополнительные требования, изложенные в разделах 7 и 8

#### 1.4. Формирование динамической расчётной схемы каркаса

Динамическая расчетная схема каркаса здания (массовая модель), используемая при определении сейсмических сил, принимается в виде невесомого консольного стержня, заземленного в основании, с грузами (массами), сосредоточенными на уровне перекрытий и покрытия.

Для одноэтажных производственных зданий принимается одномассовая система (рис. 1.1). Груз  $Q$  сосредоточен на уровне верха колонн и включает в себя:

- снеговую нагрузку, действующую на покрытие;
- собственный вес покрытия;
- $1/4$  собственного веса всех колонн и собственный вес стенового ограждения и остекления, расположенных выше отметки  $3/4 H$  при шарнирном сопряжении стропильной конструкции с колонной (рис. 1.1) или
- $1/2$  собственного веса колонн и собственный вес стенового ограждения и остекления, расположенных выше отметки  $1/2 H$  при жестком сопряжении стропильной конструкции с колонной (рис. 1.2).

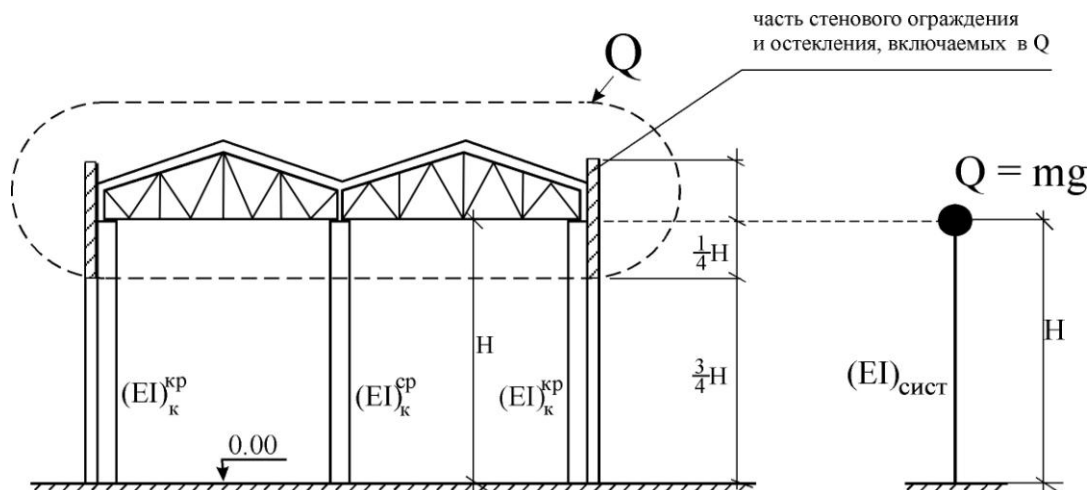


Рис. 1.1. Формирование динамической расчетной схемы при шарнирном сопряжении стропильной конструкции с колоннами

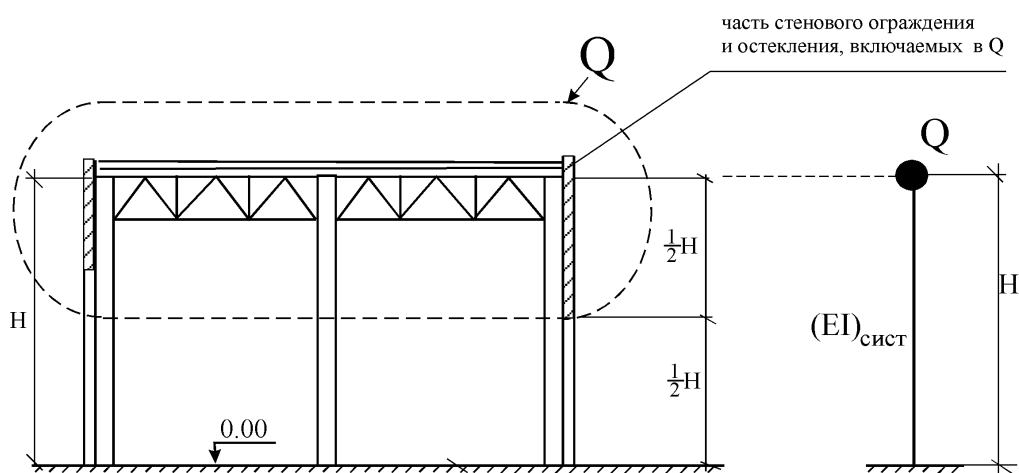


Рис. 1.2. Формирование динамической расчетной схемы при жестком сопряжении стропильной конструкции с колоннами

*Примечание.* Если стропильная конструкция опирается на стойки шарнирно, то учитывается только  $\frac{1}{4}$  часть веса стоек. Именно такая масса, расположенная на конце консольной стойки, будет динамически эквивалентна консоли, у которой вес равномерно распределен по ее длине. Если же узлы опирания жесткие, то учитывается  $\frac{1}{2}$  часть веса стоек. Соответственно, учитывается собственный вес стенового ограждения и остекления, расположенных выше  $\frac{3}{4}$  высоты колонны в 1-ом случае и выше  $\frac{1}{2}$  высоты колонны – во 2-ом.

Жёсткость консольного стержня принимается равной сумме жёсткостей всех колонн здания, воспринимающих горизонтальную нагрузку в рассматриваемом направлении.

Для одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами принимается двухмассовая модель (рис. 1.3). Груз  $Q_1$  сосредоточен на уровне верха колонн и включает в себя те же нагрузки, что и в описанном ранее бескрановом здании. Груз  $Q_2$  сосредоточен на уровне верха консоли колонн и включает в себя собственный вес подкрановых балок, крановых путей и мостовых кранов, а также массу груза, равного грузоподъемности крана, с коэффициентом 0,3.

Жёсткость нижнего участка консольного стержня равна сумме жесткостей подкрановой части всех колонн здания, воспринимающих нагрузку в рассматриваемом направлении; жесткость верхнего участка, соответственно, – сумме жесткостей надкрановой части колонн здания.

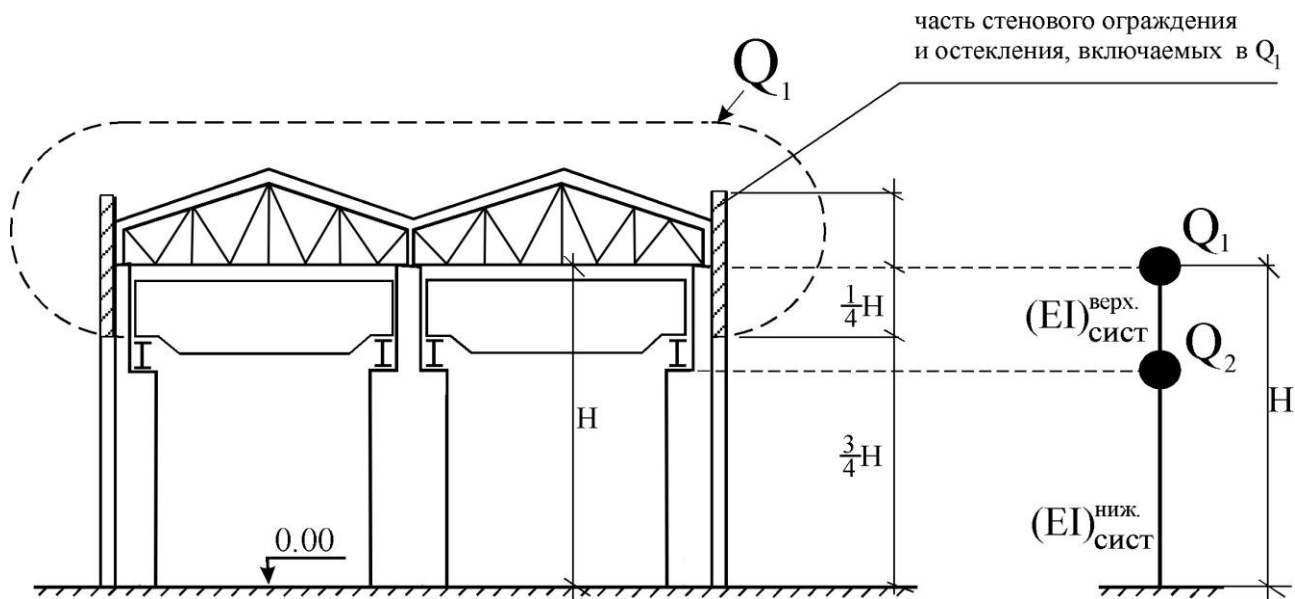


Рис. 1.3. Формирование динамической расчетной схемы для производственного здания с мостовыми кранами (вариант с шарнирным соединением балок с колоннами)

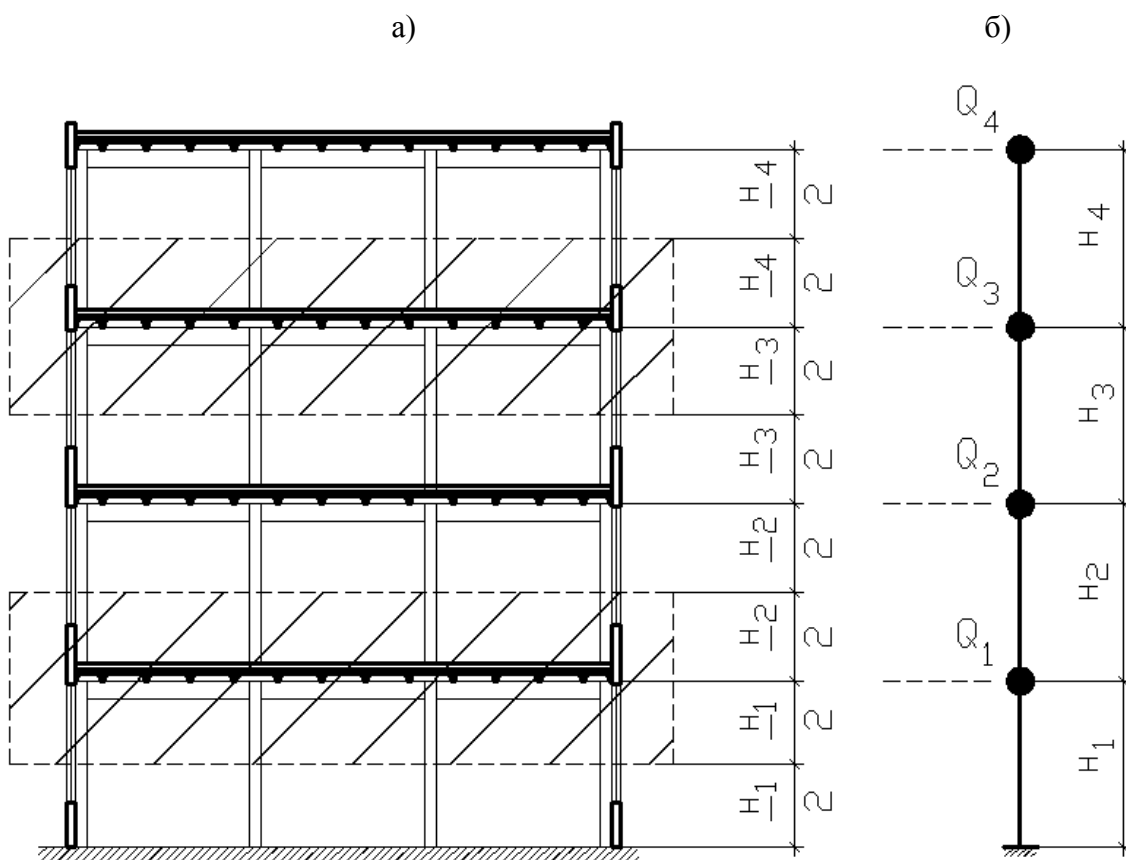


Рис. 1.4. Формирование динамической расчетной схемы каркаса многоэтажного здания:  
а) поперечный разрез здания; б) динамическая расчетная схема

Для многоэтажных каркасных зданий принимается многомассовая модель с грузами, сосредоточенными на уровне перекрытий (рис. 1.4). Величина каждого груза  $Q_j$  ( $j$  – номер массы) определяется от нагрузок, расположенных в пределах половины высоты выше и ниже лежащих этажей. При этом учитывается собственный вес конструкций, снеговая нагрузка на покрытие, временная нагрузка на перекрытие.

Жесткость каждого участка консоли равна суммарной жесткости колонн этажа.

### 1.5. Определение периодов, частот и форм собственных колебаний каркаса

Под частотой колебания системы понимается количество циклов колебаний, совершаемых системой в одну секунду. Период колебаний  $T$  – это величина, обратная частоте, представляющая собой время, затраченное на совершение одного полного цикла колебаний.

Собственные формы колебаний отражают спектр частот и периодов, которыми обладает каркас здания. Название «собственные» связано с тем, что формы этих колебаний и соответствующие частоты определяются только собственными характеристиками системы: величинами и распределением масс, жесткостей, видом опор и т.д. Количество форм колебаний, которыми обладает каркас, равно числу степеней свободы масс. Однако в практических расчетах в целях упрощения можно принимать количество форм равным числу масс системы. Например, одномассовая система имеет одну форму колебания (рис. 1.5а), двухмассовая – две (рис. 1.5б), четырехмассовая – четыре (рис. 1.5в) и т.д.

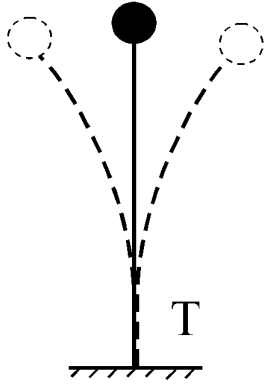
Следует отметить, что для многомассовых систем при определении сейсмических сил допускается ограничить количество учитываемых форм. Согласно [1], для зданий и сооружений с простым конструктивно-планировочным решением при применении консольной расчётной модели усилия в конструкциях допускается определять с учётом не менее трёх форм собственных колебаний, если период первой (низшей) формы собственных колебаний значение  $T_1$  более 0,4 с, и с учётом только первой формы, если значение  $T_1$  равно или менее 0,4 с.

Для одномассовой системы период собственных колебаний определяется по формуле:

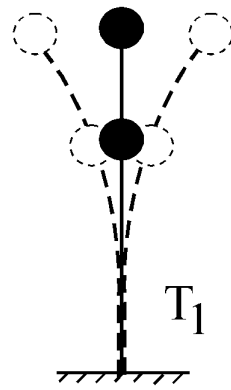
$$T = 2\pi\sqrt{m\delta_{11}}, \quad (1.1)$$

где  $m = \frac{Q}{g}$  – масса сооружения;  $Q$  – груз, сосредоточенный на уровне верха консоли;  $g = .81 \text{ м/с}^2$  – ускорение свободного падения;  $\delta_{11}$  – перемещение точки с массой  $m$  по направлению ее степени свободы от единичной силы, действующей в том же направлении, определяемое по формуле Мора с использованием единичной эпюры  $\bar{M}_1$  (рис. 1.6).

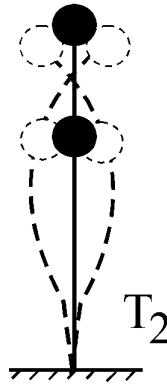
a)



б)

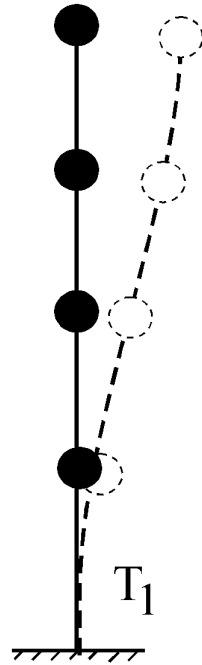


1-ая форма

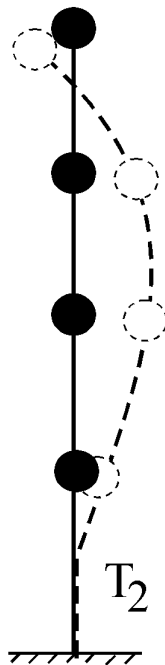


2-ая форма

в)



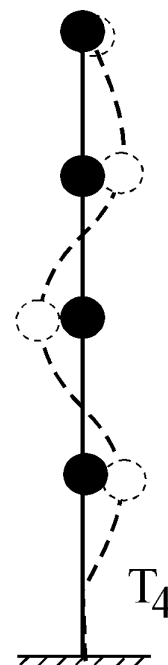
1-ая форма



2-ая форма



3-я форма



4-ая форма

При  $T_1 < 0.4$  с

При  $T_1 > 0.4$  с

Минимальное количество форм, учитываемых при определении сейсмических сил

Рис. 1.5. Формы колебаний: а) одномассовая система; б) двухмассовая система; в) многомассовая система

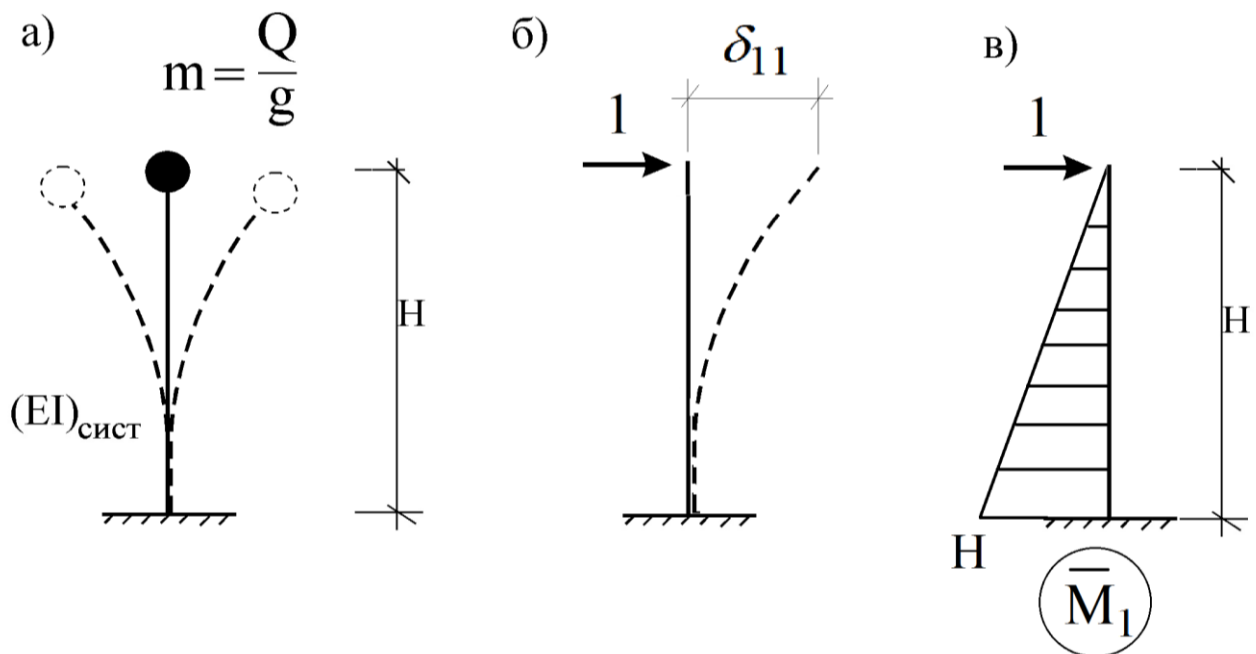


Рис. 1.6. Формы колебаний: а) расчетная динамическая модель здания; б) деформированное состояние системы при действии единичной силы; в) единичная эпюра моментов

$$\delta_{11} = \sum \int \frac{\bar{M}_1 \cdot \bar{M}_1}{EI_{сист}} ds = \frac{1}{EI_{сист}} \left( \frac{1}{2} H \cdot H \cdot \frac{2}{3} H \right) = \frac{H^3}{3(EI)_{сист}}, \quad (1.2)$$

где  $H$  – длина консольного стержня;  $(EI)_{сист}$  – жесткость консольного стержня.

Также учитывая, что  $\delta_{11} = \delta = 1/r$  [2; 3], период собственных колебаний одномассовой системы может быть определен по формуле:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{r}}, \quad (1.3)$$

где  $r$  – коэффициент жесткости консольного стержня; определяется по формуле:

$$r = \frac{3(EI)_{сист}}{H^3}. \quad (1.4)$$

Для двухмассовой и многомассовой систем периоды (частоты) и формы собственных колебаний каркаса определяются на основе решения уравнений динамического равновесия системы [2; 3].

При расчете многоэтажных каркасных зданий при определении периодов колебаний можно использовать упрощенные формулы [6; 7]:

– для зданий рамной системы:

$$T_i = \frac{4H}{2i-1} \sqrt{\frac{m}{Kl}}, \quad (1.5)$$

где  $i$  – номер формы колебаний ( $i = 1, 2, 3$ );  $H = H_0 n / (n - 0,5)$  – расчетная высота здания;  $H_0$  – расстояние от обреза фундамента до оси ригеля верхнего этажа;

$n$  – общее число этажей;  $l$  – высота этажа;  $m$  – масса яруса здания;  $K$  – сила, вызывающая единичный угол перекося здания, характеризующая сдвиговую жесткость многоэтажной рамы, определяемая по формуле (15.147) [6]:

$$K = \frac{12}{l(1/r + 1/s)}, \quad (1.6)$$

$s$  – сумма погонных жесткостей стоек одного этажа;

$r$  – сумма погонных жесткостей ригелей одного этажа;

– для зданий связевой системы (формула 15.162 [6]):

$$T_i = \alpha_i H^2 \sqrt{\frac{m}{Bl}}, \quad (1.7)$$

где  $B$  – изгибная жесткость сплошной диафрагмы в своей плоскости;  $\alpha_i$  – коэффициенты, определяемые по графику (рис. 15.52 [6]);  $\alpha_1 = 1,8$ ;  $\alpha_2 = 0,3$ ;  $\alpha_3 = 0,1$ .

Амплитуды колебаний или относительные смещения точек (масс) при собственных колебаниях динамической системы определяются путем решения уравнений ее динамического равновесия [2; 3]. В практических расчетах уравнения аппроксимируются в виде тригонометрических полиномов, и амплитуды колебаний можно найти по формуле:

$$X_{ij} = \sin((2i - 1)\pi\xi_j / 2) \quad (1.8)$$

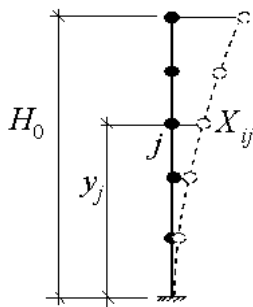


Рис. 1.7

где  $i$  – номер формы колебаний ( $i = 1, 2, 3, \dots$ );  $j$  – номер расчетной точки (массы);  $\xi_j = y_j / H_0$  – безразмерная координата точки  $j$ ;  $y_j$  – положение точки  $j$  по вертикали относительно заделки.

Для одномассовой системы относительное смещение массы (груза) при собственных колебаниях  $X_{11} = 1$ .

## 1.6. Определение расчётных сейсмических сил, действующих на каркас

Сейсмические силы считаются условно статическими и прикладываются к центру масс  $m$  (рис. 1.8).

Для здания, рассчитываемого по консольной схеме, расчётная сейсмическая нагрузка  $S_{ik}$ , приложенная к узловой точке  $k$  расчётной модели и соответствующая  $i$ -й форме собственных колебаний зданий или сооружений, определяется по формуле:

$$S_{ik} = K_0 K_1 m_k A \beta_i K_\Psi \eta_{ik}, \quad (1.9)$$

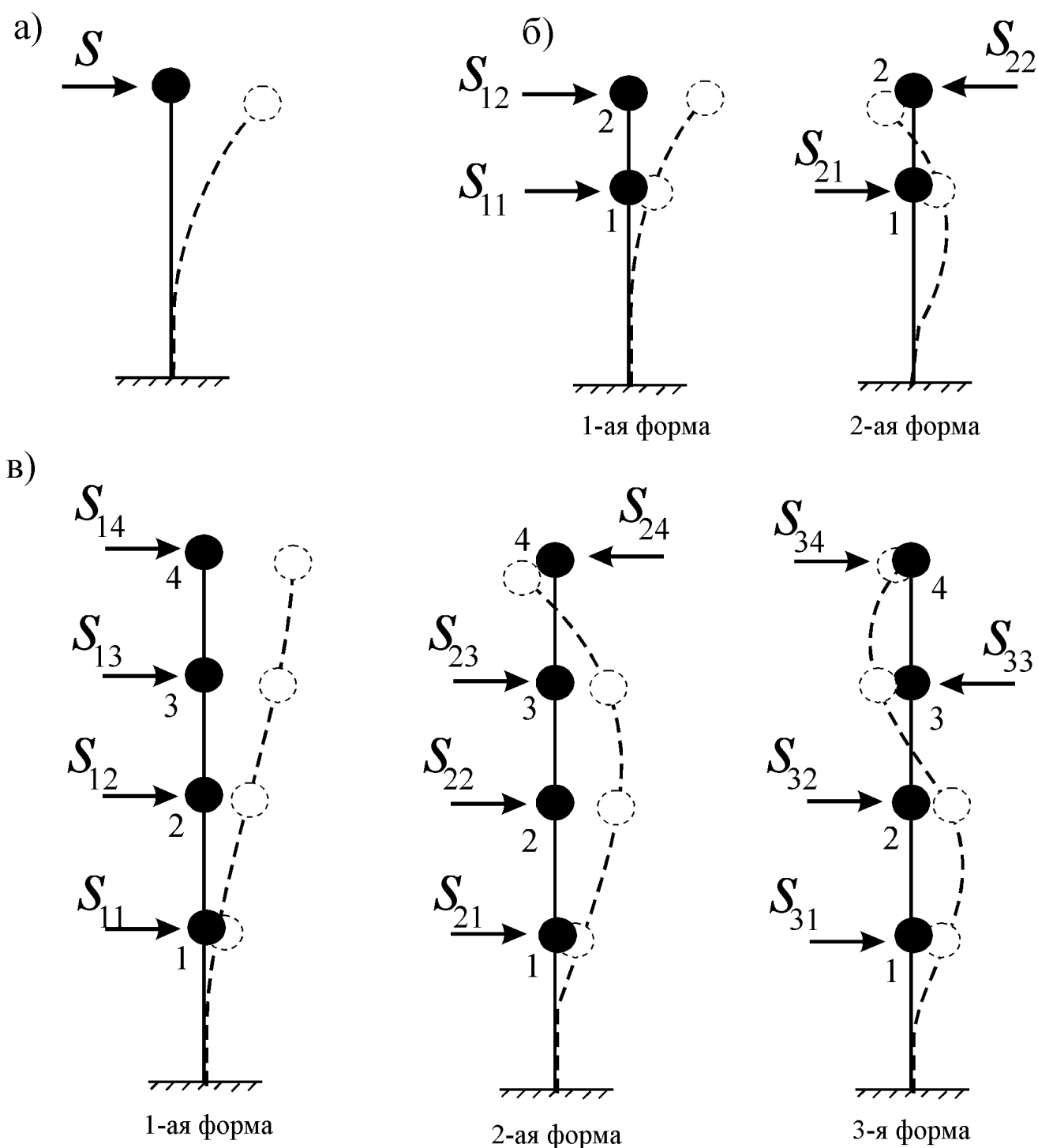


Рис. 1.8. Схема приложения сейсмических сил: а) для одномассовой системы; б) для двухмассовой системы; в) для многомассовой системы

где  $K_0$  – коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность, принимаемый по табл. 1.3;  $K_1$  – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений, принимаемый по табл. 1.4;  $m_k$  – масса здания или сооружения, отнесенная к узловой точке  $k$ , определяемая с учётом собственного веса конструкций, временных нагрузок и коэффициентов особого сочетания нагрузок (согласно табл. 1.1);  $A$  – значение ускорения в уровне основания, принимаемое равным 1,0; 2,0; 4,0 м/с<sup>2</sup> для расчётной сейсмичности 7, 8, 9 баллов, соответственно;  $\beta_i$  – коэффициент



динамичности, соответствующий  $i$ -му тону собственных колебаний зданий или сооружений, принимаемый по формулам (1.10) и (1.11) или согласно рис. 1.9:

для грунтов I и II категорий (кривая 1):

$$\text{– при } T_i \leq 0,1 \text{ с} \quad \beta_i = 1 + 15 T_i; \quad (1.10)$$

$$\text{– при } 0,1 \text{ с} < T_i < 0,4 \text{ с} \quad \beta_i = 2,5;$$

$$\text{– при } T_i \geq 0,4 \text{ с} \quad \beta_i = 2,5 (0,4/T_i)^{0,5};$$

для грунтов III и IV категории (кривая 2):

$$\text{– при } T_i \leq 0,1 \text{ с} \quad \beta_i = 1 + 15 T_i; \quad (1.11)$$

$$\text{– при } 0,1 \text{ с} < T_i < 0,8 \text{ с} \quad \beta_i = 2,5;$$

$$\text{– при } T_i \geq 0,8 \text{ с} \quad \beta_i = 2,5 (0,8/T_i)^{0,5};$$

во всех случаях значения  $\beta_i$  должны приниматься не менее **0,8**;

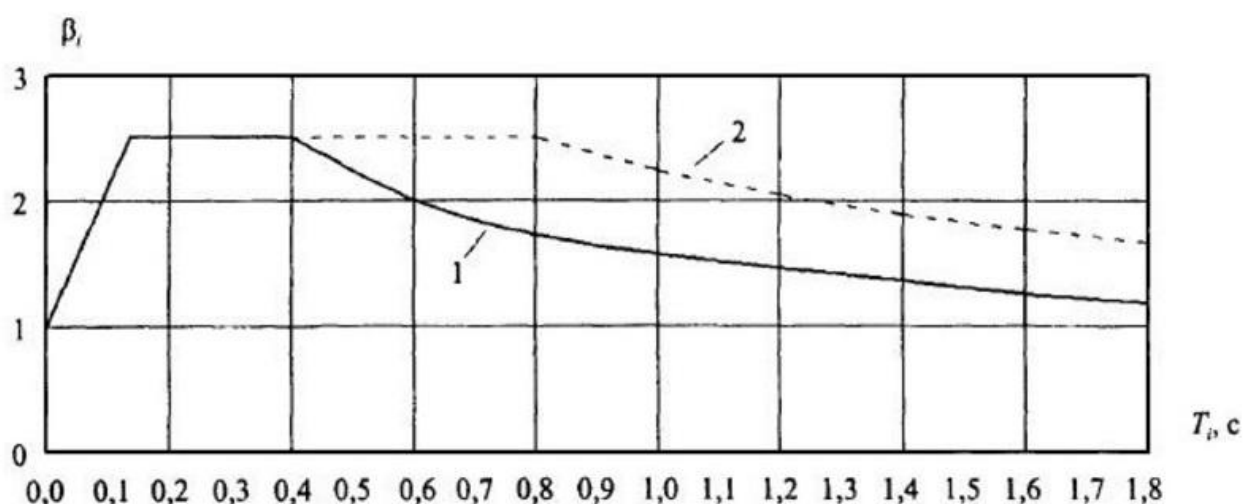


Рис. 1.9. Коэффициент динамичности

$K_\psi$  – коэффициент, принимаемый по табл. 1.5;  $\eta_{ik}$  – коэффициент, зависящий от формы деформации здания или сооружения при его собственных колебаниях по  $i$ -й форме, от узловой точки приложения рассчитываемой нагрузки и направления сейсмического воздействия, определяемый по формуле:

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum_{j=1}^n m_j X_{ij}}{\sum_{j=1}^n m_j X_{ij}^2}, \quad (1.12)$$

где  $X_{ik}$  и  $X_{ij}$  – смещение здания или сооружения при собственных колебаниях по  $i$ -й форме в рассматриваемой точке  $k$  и во всех точках  $j$ , где в соответствии с расчетной схемой его масса принята сосредоточенной.

**При сейсмичности площадки 8 баллов и более при грунтах III, IV категории к значению  $S_{ik}$  вводится множитель 0,7, учитывающий нелинейное деформирование грунтов при сейсмических воздействиях.**

При расчёте зданий и сооружений длиной или шириной более 30 м по консольной РДМ, необходимо учитывать крутящий момент относительно вертикальной оси здания или сооружения, проходящей через его центр жёсткости. Значение расчётного эксцентриситета между центрами жёсткостей и масс зданий или сооружений в рассматриваемом уровне следует принимать не менее  $0,1B$ , где  $B$  – размер здания или сооружения в плане в направлении, перпендикулярном к действию силы  $S_{ik}$ .

Таблица 1.3

Коэффициенты  $K_0$ , определяемые назначением сооружения

| Назначение сооружения или здания   | Значение коэффициента $K_0$ |                    |
|--|-----------------------------|--------------------|
|  | при расчёте на ПЗ не менее  | при расчёте на МРЗ |
| 1. Объекты, перечисленные в подпунктах 1), 2), 3), 4), 5), 6), 9), 10.1), 11) пункта 1 <a href="#">Статьи 48.1</a> Градостроительного кодекса РФ:<br>– сооружения с пролетами более 100 м;<br>– объекты жизнеобеспечения городов и населенных пунктов;<br>– объекты гидро- и теплоэнергетики мощностью более 1000 МВт;<br>– монументальные здания и другие сооружения;<br>– правительственные здания повышенной ответственности;<br>– жилые, общественные и административные здания высотой более 200 м  | 1,2                         | 2,0                |
| 2. Здания и сооружения:<br>– объекты, перечисленные в подпунктах 7), 8) пункта 1 и в подпунктах 3), 4) пункта 2 <a href="#">Статьи 48.1</a> Градостроительного кодекса РФ; функционирование которых необходимо при землетрясении и ликвидации его последствий (здания правительственной связи; службы МЧС и полиции; системы энерго- и водоснабжения; сооружения пожаротушения, газоснабжения; сооружения, содержащие большое количество токсичных или взрывчатых веществ, которые могут быть опасными для населения; медицинские учреждения, имеющие оборудование для применения в аварийных ситуациях);<br>– здания основных музеев; государственных архивов; административных органов управления; здания хранилищ национальных и культурных ценностей; зрелищные объекты; крупные учреждения здравоохранения и торговые предприятия с массовым нахождением людей; сооружения с пролетом более 60 м; жилые, общественные и административные здания высотой более 75 м; мачты и башни сооружений связи и телерадиовещания высотой более 100 м, не вошедшие в подпункт 3) пункта 1 кодекса [1]; трубы высотой более 100 м; тоннели, трубопроводы на дорогах высшей категории или протяженностью более 500 м, мостовые сооружения с пролетами 200 м и более, объекты гидро- и теплоэнергетики мощностью более 150 МВт;<br>– здания: дошкольных образовательных учреждений, общеобразовательных учреждений, лечебных учреждений со стационаром, медицинских центров, для маломобильных групп населения, спальных корпусов интернатов; другие здания и сооружения, разрушения которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям | 1,1                         | 1,5                |
| 3. Другие здания и сооружения, не указанные в 1 и 2  | 1,0                         | 1,0                |
| 4. Здания и сооружения временного (сезонного) назначения, а также здания и сооружения вспомогательного применения, связанные с осуществлением строительства или реконструкции здания или сооружения либо расположенные на земельных участках, представленных для индивидуального жилищного строительства   | 0,8                         | –                  |
| <p><i>Примечания</i></p> <p>1. Заказчик по представлению генпроектировщика относит сооружения по назначению к перечню табл. 3.</p> <p>2. Идентификация зданий и сооружений по принадлежности к опасным производственным объектам в соответствии с законодательством</p>  |                             |                    |

Таблица 1.4

Коэффициенты  $K_1$ 

| Тип здания или сооружения  | Значения $K_1$   |
|--|--|
| 1. Здания и сооружения, в конструкциях которых повреждения или неупругие деформации не допускаются   | 1  |
| 2. Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации и повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования, возводимые:<br>– из деревянных конструкций;<br>– со стальным каркасом без вертикальных диафрагм или связей;<br>– то же, с диафрагмами или связями;<br>– со стенами из железобетонных крупнопанельных или монолитных конструкций;<br>– из железобетонных объемно-блочных и панельно-блочных конструкций;<br>– с железобетонным каркасом без вертикальных диафрагм или связей;<br>– то же, с заполнением из кирпичной или каменной кладки;<br>– то же, с диафрагмами или связями;<br>– из кирпичной или каменной кладки | 0,15<br>0,25<br>0,22<br>0,25<br>0,3<br>0,35<br>0,4<br>0,3<br>0,4 |
| 3. Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены значительные остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, их смещения, временно приостанавливающие нормальную эксплуатацию при наличии мероприятий, обеспечивающих безопасность людей (объекты пониженного уровня ответственности)  | 0,12   |
| <p><i>Примечания</i></p> <p>1. Отнесение зданий и сооружений к 1-му типу проводится заказчиком по представлению генпроектировщика.</p> <p>2. При выполнении расчета деформаций конструкций при сейсмическом воздействии в частотной области коэффициент <math>K_1</math> следует принимать равным 1,0</p>  |  |

Таблица 1.5

Коэффициент  $K_\psi$ 

| Характеристика зданий и сооружений   | $K_\psi$ |
|--|----------|
| 1. Высокие сооружения небольших размеров в плане (башни, мачты, дымовые трубы, отдельно стоящие шахты лифтов и т.п.) | 1,5      |
| 2. Каркасные бессвязевые здания, стеновое заполнение которых не оказывает влияния на их деформируемость              | 1,3      |
| 3. Здания и сооружения, не указанные в 1–2, кроме гидротехнических сооружений  | 1,0      |

### 1.7. Определение усилий в элементах каркаса от действия сейсмических нагрузок

Расчётные значения продольных и поперечных сил, изгибающих моментов в сечениях элементов для зданий с простым конструктивно-планировочным решением согласно [1] допускается определять по формулам:

$$N_P = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}; \quad Q_P = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n Q_i^2}; \quad M_P = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n M_i^2}, \quad (1.13)$$

здесь  $N_i, Q_i, M_i$  – усилия в рассматриваемом сечении, вызываемые сейсмическими нагрузками, соответствующими форме колебаний  $i$ .

### 1.8. Определение усилий в элементах каркаса от особого сочетания нагрузок

Предварительно необходимо вычислить усилия в сечениях элементов конструкции от действия вертикальной нагрузки (собственного веса конструкций, снеговой нагрузки на покрытие, эксплуатационной нагрузки на перекрытия) с учетом коэффициентов сочетания, определяемых по табл.1.1 и затем сложить их с усилиями от горизонтальной (сейсмической) нагрузки. То есть усилия от особого сочетания нагрузок определяются по формулам:

$$N = N_{стат} + N_P; \quad Q = Q_{стат} + Q_P; \quad M = M_{стат} + M_P, \quad (1.14)$$

здесь  $N_{стат}, Q_{стат}, M_{стат}$  – усилия в элементах каркаса от действия вертикальных (статических) нагрузок.

Если усилия в конструкциях, полученные от особого сочетания нагрузок, имеют большие значения, чем от основных сочетаний (с учетом ветра, крановых, температурных нагрузок и т.п.), то они принимаются в расчет для подбора или проверки сечений элементов.

## 2. ПРИМЕР. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В РАМЕ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО БЕСКРАНОВОГО ЗДАНИЯ ОТ ДЕЙСТВИЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК

### 2.1. Исходные данные:

- сейсмичность района строительства – 7 баллов;
  - категория грунта площадки строительства по сейсмическим свойствам – III;
  - дано производственное здание, бескрановое, двухпролетное, ширина пролета 18 м, расстояние от уровня пола до низа стропильных конструкций составляет 6 м (план и разрезы здания представлены на рис. 2.1);
  - по назначению здание относится к объектам, в конструкциях которого могут быть допущены остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, затрудняющие нормальную эксплуатацию, но обеспечивающие сохранность жизни людей и оборудования;
  - каркас состоит из железобетонных колонн сечением 400×400 мм и решетчатых балок пролетом 18 м;
  - колонны торцевого фахверка приняты составными из железобетонной нижней части сечением 400×400 мм и стальной верхней части таврового сечения;
  - колонны по осям А и В изготовлены из бетона класса В15, а по оси Б – из бетона класса В25;
  - покрытие из крупнопанельных ребристых плит;
  - кровля рулонная;
  - стены из керамзитобетонных панелей толщиной 240 мм;
  - снеговой район IV.
- Требуется** определить усилия в поперечной раме здания по оси 2 от действия сейсмических нагрузок.

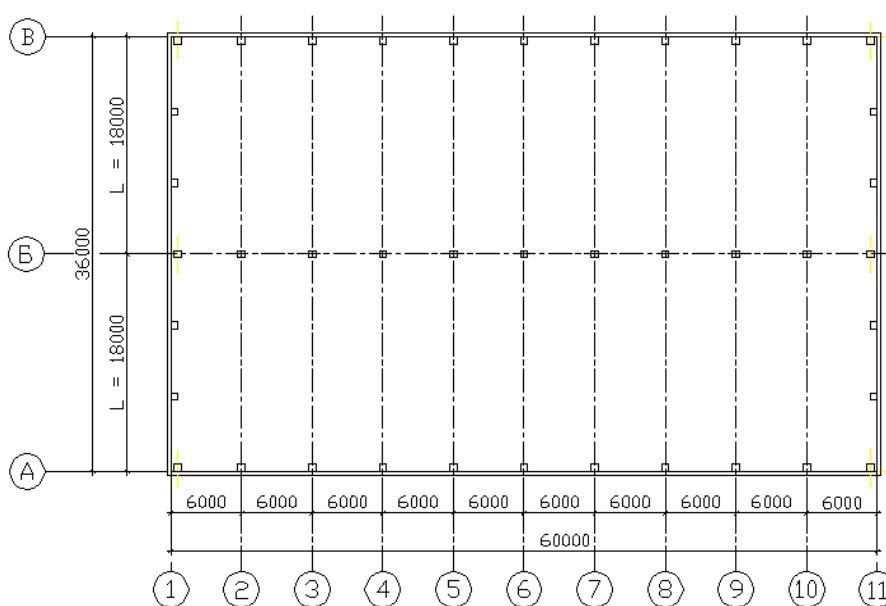


Рис. 2.1а. План производственного здания

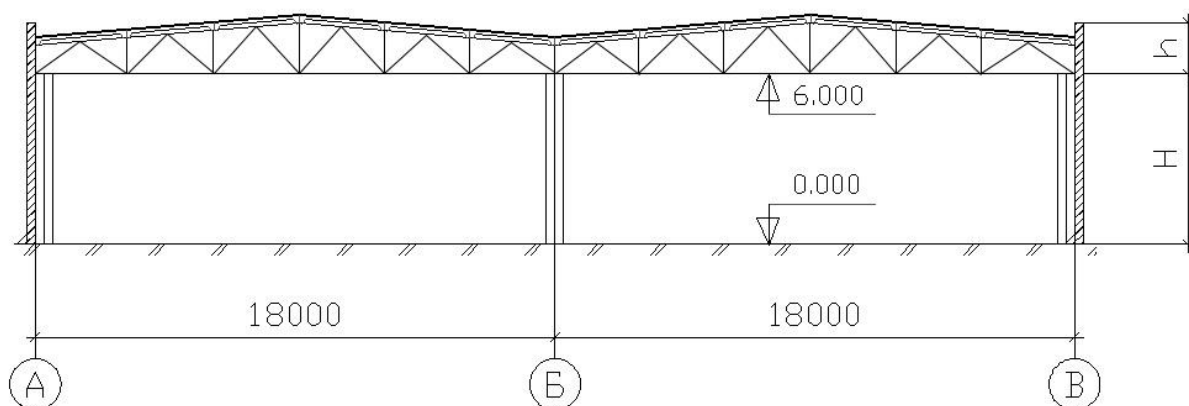


Рис. 2.16. План и разрезы производственного здания

## 2.2. Определение сейсмичности строительной площадки

Сейсмичность строительной площадки определим по табл. 1.2.

При сейсмичности района строительства 7 баллов и III категории грунта по сейсмическим свойствам сейсмичность площадки строительства составляет 8 баллов.

## 2.3. Определение сейсмических нагрузок, действующих на здание

Согласно [1] для зданий простой геометрической формы расчетные сейсмические нагрузки следует принимать действующими горизонтально в направлении продольных и поперечных осей здания. Действие сейсмических нагрузок в указанных направлениях следует учитывать отдельно. В данном примере разберем определение сейсмических нагрузок только по направлению оси Y. Определение сейсмической силы по направлению оси X проводится аналогично.

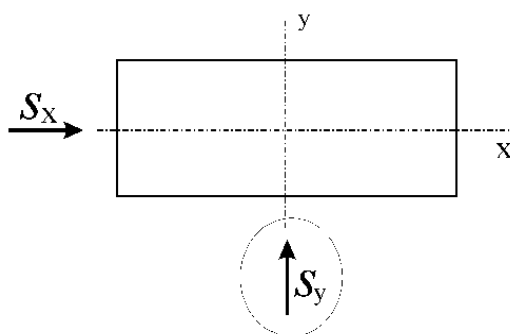


Рис. 2.2. Схема действия сейсмических нагрузок на здание

Для определения сейсмической силы, действующей в направлении оси Y, предварительно выберем динамическую расчетную схему здания. Она представляется в виде консольного стержня с грузом, сосредоточенным на уровне верха колонн. Сейсмическая сила считается условно статической и прикладывается в центре массы  $m$  (рис. 2.3).

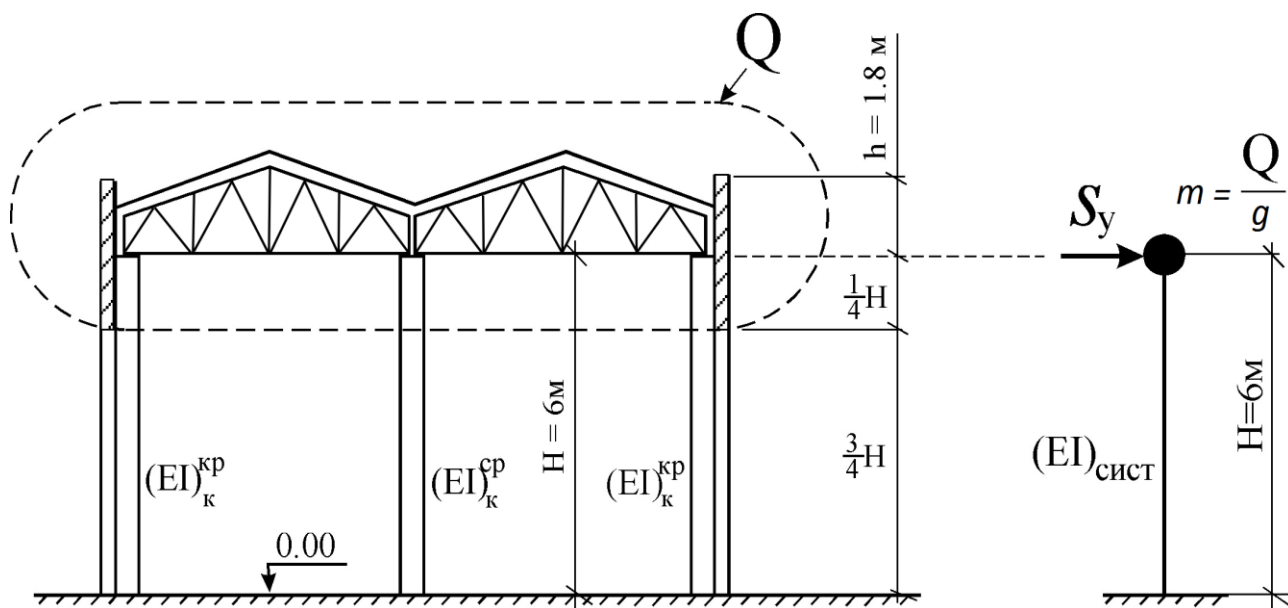


Рис. 2.3. Расчетная схема здания

Здесь масса  $m = Q/g$ ,

где  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$  – ускорение свободного падения;  $Q$  – вес сооружения, включающий в себя:

- собственный вес покрытия;
- $1/4$  собственного веса колонн (при шарнирном сопряжении стропильной конструкции с колонной), (см. п. 2);
- собственный вес стенового ограждения и остекления, расположенных выше  $3/4H$  (заштрихованная часть на рис. 2.3);
- снеговую нагрузку, действующую на покрытие.

Значения расчетных нагрузок следует умножить на коэффициенты особого сочетания нагрузок  $n_c$ , принимаемые по табл. 1.1.

Сбор нагрузок и вычисление груза  $Q$  представлено в табл. 2.1.

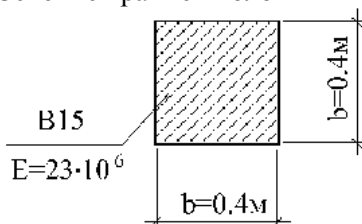
**Жёсткость консольного стержня** определяется как сумма жесткостей всех колонн здания, воспринимающих сейсмическую силу в заданном направлении:

$$(EI)_{сист} = \sum_{i=1}^n (EI)_{k_i},$$

здесь  $(EI)_{k_i}$  – жесткость  $i$ -ой колонны;  $n$  – количество колонн, воспринимающих нагрузку в заданном направлении.

Определим жесткость колонн.

Сечение крайней колонны



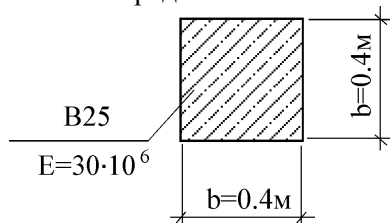
Момент инерции сечения крайней колонны:

$$I = \frac{b^4}{12} = \frac{0.4^4}{12} = 2.13 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Жесткость крайней колонны:

$$(EI)_k^{kp} = 2,13 \cdot 10^{-3} \cdot 23 \cdot 10^6 = 48990 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Сечение средней колонны



Момент инерции сечения средней колонны:

$$I = 2,13 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Жесткость средней колонны:

$$(EI)_k^{cp} = 2,13 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 10^6 = 63900 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Жесткость консольного стержня:

$$(EI)_{сист} = 11 \cdot 63900 + 22 \cdot 48990 = 1780680 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Таблица 2.1

### Расчётные вертикальные нагрузки

| Нагрузки                                  | Норм. нагрузка на единицу | Коэффициенты |           | Расчётн. нагрузка на единицу | Вычисление                        | Расчётная нагрузка Q, кН |
|---|---------------------------|--------------|-----------|------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
|   |                           | по нагрузке  | сочетания |                              |                                   |                          |
| От веса:                                  |                           |              |           |                              |                                   |                          |
| – кровли с утеплителем, кН/м <sup>2</sup> | 0,95                      | 1,2          | 0,9       | 1,03                         | 1,03·36·60                        | 2225,5                   |
| – плит покрытия, кН/м <sup>2</sup>        | 1,3                       | 1,1          | 0,9       | 1,29                         | 1,29·36·60                        | 2786,4                   |
| – железоб. балок, кН                      | 95                        | 1,1          | 0,9       | 94,05                        | 94,05·22                          | 2069,1                   |
| – колонн средн. ряда, кН                  | 24                        | 1,1          | 0,9       | 23,76                        | 0,25·23,76·11                     | 65,34                    |
| – колонн крайн. ряда, кН                  | 24                        | 1,1          | 0,9       | 23,76                        | 0,25·23,76·22                     | 130,68                   |
| – фахверковых колонн                      | 16,2                      | 1,1          | 0,9       | 16,04                        | 0,25·16,04·8                      | 82,08                    |
| – стенового ограждения, кН/м <sup>2</sup> | 0,4                       | 1,1          | 0,9       | 0,396                        | 0,396·(0,25·6+1,8)×<br>×2·(60+36) | 250,91                   |
| От веса снега, кН/м <sup>2</sup>          | 2,0                       |              |           |                              |                                   |                          |
| в том числе:                              |                           |              |           |                              |                                   |                          |
| – длительная                              | 2,0·0,7                   | 1,4          | 0,8       | 1,568                        | 1,568·36·60                       | 3386,9                   |
| – кратковременная                         | 2,0·0,3                   | 1,4          | 0,5       | 0,42                         | 0,42·36·60                        | 907,2                    |
|   |                           |              |           |                              | ИТОГО                             | 11904,11                 |



**Период собственных колебаний** одномассовой системы определяется по формуле (1.1):

$$T = 2\pi\sqrt{m\delta_{11}}.$$

здесь  $m = \frac{Q}{g} = \frac{11904,11}{9,81} = 1213,5 \frac{\text{кН} \cdot \text{с}^2}{\text{м}}$  масса сооружения;  $Q$  – вес сооружения (табл. 2.1);  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$  – ускорение свободного падения;  $\delta_{11}$  – перемещение точки с массой по направлению ее степени свободы от единичной силы, действующей в том же направлении (податливость точки с массой в единичном состоянии); величину  $\delta_{11}$  находим по формуле Мора с использованием единичной эпюры  $\bar{M}_1$ :

$$\delta_{11} = \sum \int \frac{\bar{M}_1 \cdot \bar{M}_1}{EI_{\text{сист}}} ds = \frac{1}{EI_{\text{сист}}} \left( \frac{1}{2} H \cdot H \cdot \frac{2}{3} H \right) = \frac{H^3}{3(EI)_{\text{сист}}} = \frac{6^3}{3 \cdot 1780680} = 4,04 \cdot 10^{-5} \frac{\text{м}}{\text{кН}}.$$

Тогда период собственных колебаний:

$$T = 2\pi\sqrt{m\delta_{11}} = 2 \cdot 3,14 \sqrt{1213,5 \cdot 4,04 \cdot 10^{-5}} = 1,391 \text{ с}.$$

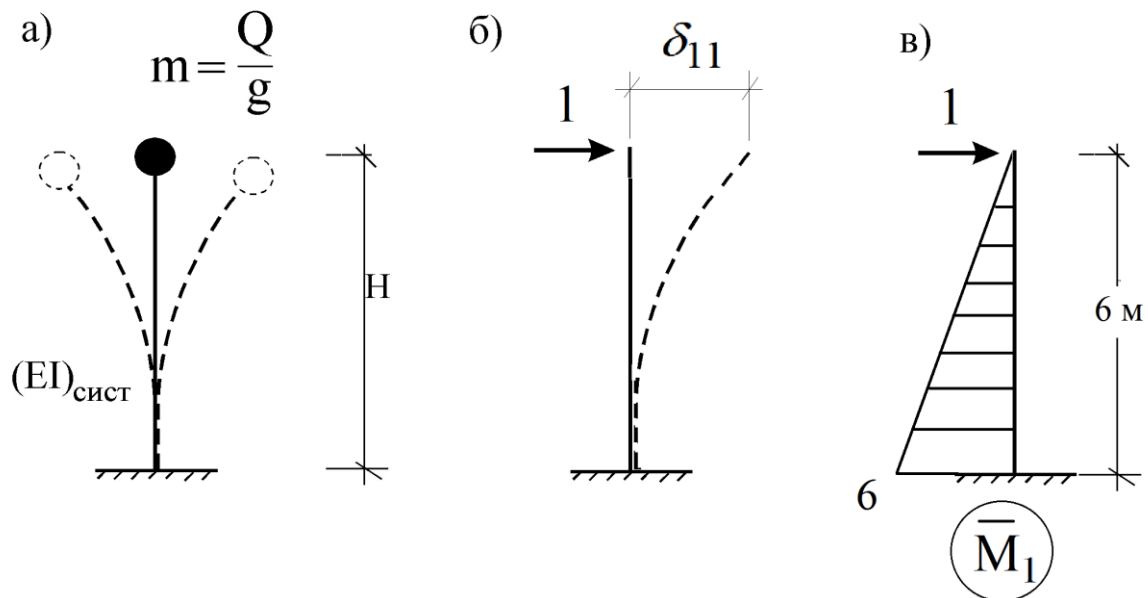


Рис. 2.4. Формы колебаний: а) расчетная динамическая модель здания; б) деформированное состояние системы при действии единичной силы; в) единичная эпюра моментов

**Сейсмическая сила**, действующая на здание в поперечном направлении, определяется по формуле (1.9):

$$S_y = K_0 K_1 m A \beta K_\psi \eta,$$

*Примечание:* поскольку в одномассовой системе присутствует только одна форма колебаний и одна масса, индексация (*ik*) может не использоваться.

Коэффициент  $K_0$  принимаем равным 1,0 в соответствии с п. 3 табл. 1.3. Коэффициент  $K_1$  принимается равным **0,35** – для зданий с железобетонным каркасом без вертикальных диафрагм и связей, в которых допускаются остаточные деформации и повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию, но обеспечивается безопасность людей и оборудования (табл. 1.4).

Вес здания, сосредоточенный на уровне верха колонн  $Q = 11904,11$  кН (табл. 2.1). Масса  $m = Q/g = 1213,5$  кНс<sup>2</sup>/м.

Ускорение грунта  $A = 2$  м/с<sup>2</sup> – при сейсмичности площадки строительства **8** баллов.

Для грунтов **III** категории по сейсмическим свойствам и при периоде собственных колебаний системы  $T = 1.391$  с  $> 0.8$  с коэффициент динамичности определяется по формуле (1.11):

$$\beta = 2.5(0.8/T)^{0.5} = 2.5(0.8/1.391)^{0.5} = 1.896 > 0.8.$$

Поскольку здание в поперечном направлении не имеет никаких диафрагм и связей, коэффициент  $K_\psi$  принимается равным **1,3** (табл. 1.5).

Коэффициент формы колебаний для одномассовой системы  $\eta = 1$ .

Подставив полученные значения в формулу (1.9), определим величину сейсмической силы, действующей в поперечном направлении здания. При этом, учитывая, что сейсмичность площадки строительства составляет 8 баллов, а грунты по своим сейсмическим свойствам относятся к III категории, вводим дополнительный коэффициент **0,7**, учитывающий нелинейное деформирование грунтов при сейсмических воздействиях.

$$S_y = 0,7 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 1213,5 \cdot 2 \cdot 1,896 \cdot 1,3 \cdot 1 = 1465,6 \text{ кН}.$$

## 2.4. Определение сейсмической силы, действующей на поперечную раму

Если все поперечные рамы здания имеют одинаковую жесткость, то можно считать, что сейсмическая сила, действующая на здание в поперечном направлении, распределится на все эти рамы равномерно. Тогда сейсмическая сила, действующая на одну раму, будет равна (рис. 2.5):

$$S_y^p = \frac{S_y}{n} = \frac{1465,6}{11} = 133,24 \text{ кН},$$

здесь  $n$  – количество поперечных рам.

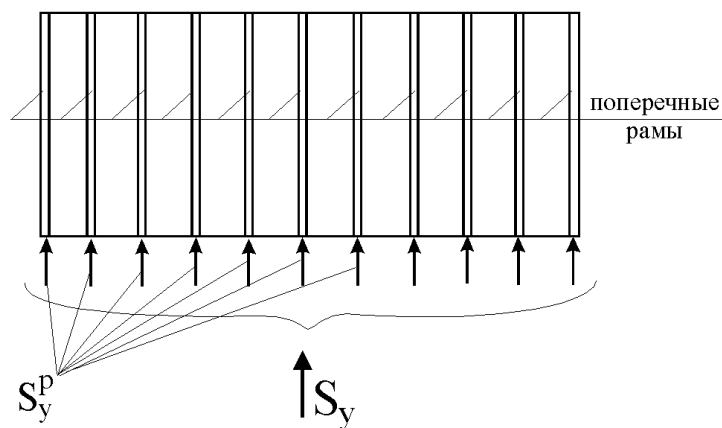


Рис. 2.5. Распределение сейсмической силы по рамам

Поскольку здание имеет в направлении, перпендикулярном действию нагрузки, размер 60 м, что больше 30 м, необходимо учесть **дополнительные силы**, связанные с кручением здания (рис. 2.6).

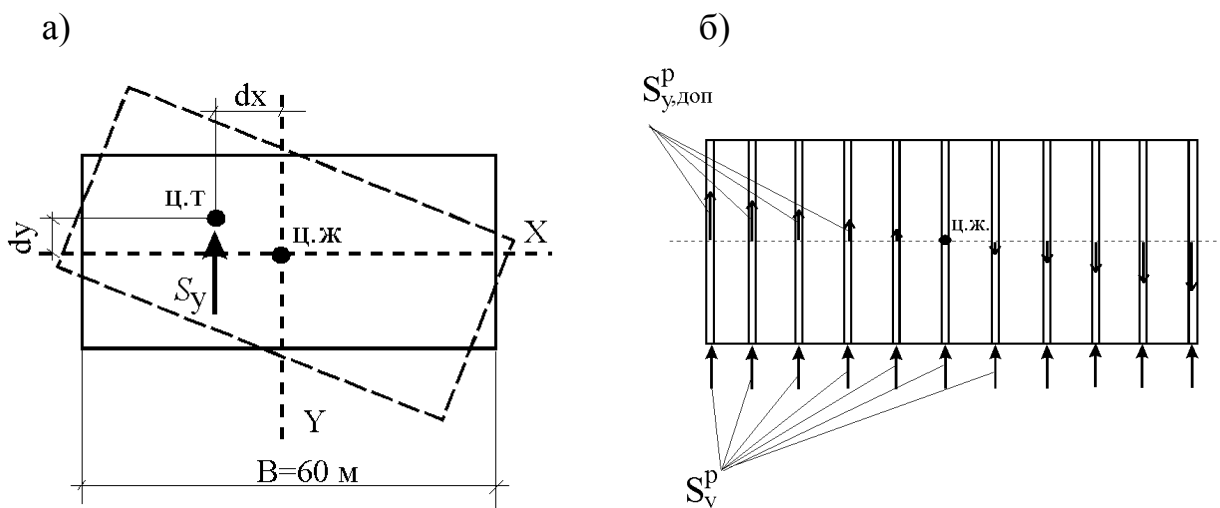


Рис. 2.6: а) поворот в плане здания, имеющего эксцентриситет между центром масс и центром жесткости; б) распределение дополнительных сейсмических сил, возникающих при повороте здания

Определим дополнительную сейсмическую силу в раме по оси 2 по формуле:

$$S_{y,доп}^p = \frac{r_y^p \cdot l_x}{K_\phi} S_y \cdot dx,$$

здесь  $dx$  – расчетный эксцентриситет силы  $S_y$ , принимается согласно [1] равным  $dx = 0,1B = 0,1 \cdot 60 = 6\text{ м}$ ;  $B = 60\text{ м}$  – размер здания в направлении перпендикулярном действию силы  $S_y$ ;  $l_x = 24\text{ м}$  – расстояние от оси

рассматриваемой рамы до центра жёсткости;  $r_y^p$  – коэффициент жёсткости поперечной рамы по оси 2, определяется по формуле:

$$r_y^p = \frac{3(EI)_p}{H^3} = \frac{3(2(EI)_k^{kp} + (EI)_k^{cp})}{H^3} = \frac{3(2 \cdot 48990 + 63900)}{6^3} = 2248.3 \text{ кН/м};$$

$K_\phi$  – угловая жёсткость здания, определяется по формуле:

$$K_\phi = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m (r_{yi}^p l_x^2 + r_{xj}^p l_y^2),$$

где  $n = 11$  – количество рам в поперечном направлении здания;  $m = 3$  – количество рам в продольном направлении здания;  $l_{xi}$  – расстояние от  $i$ -ой поперечной рамы до центра жёсткости;  $l_{yj}$  – расстояние от  $j$ -ой продольной рамы до центра жёсткости;  $r_{yi}^p$  – коэффициент жёсткости  $i$ -ой поперечной рамы. Поскольку все поперечные рамы имеют одинаковую жёсткость, то все  $r_{yi}^p = 2316,7$  кН/м;  $r_{xj}^p$  – коэффициент жёсткости  $j$ -ой продольной рамы.

Для крайних продольных рам коэффициент жёсткости:

$$r_x^{p(kp)} = \frac{3(EI)_p^{kp}}{H^3} = \frac{3(11 \cdot (EI)_k^{kp})}{H^3} = \frac{3(11 \cdot 48990)}{6^3} = 7484,58 \text{ кН/м}.$$

Для средней рамы:

$$r_x^{p(cp)} = \frac{3(EI)_p^{cp}}{H^3} = \frac{3(11 \cdot (EI)_k^{cp})}{H^3} = \frac{3(11 \cdot 63900)}{6^3} = 9762,5 \text{ кН/м}.$$

Итак, угловая жёсткость здания будет равна:

$$K_\phi = 2248,3(30^2 + 24^2 + 18^2 + 12^2 + 6^2) \cdot 2 + 7484,58 \cdot 18^2 \cdot 2 + 9762,5 \cdot 0 = \\ = 13753275,84 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Тогда  $S_{y,дон}^p = \frac{2316,7 \cdot 24}{13753275,84} \cdot 1465,6 \cdot 6 = 35,55 \text{ кН}.$

Суммарная нагрузка на раму по оси 2 составит:

$$S_{полн} = S_y^p + S_{y,дон}^p = 133,24 + 35,55 = 168,79 \text{ кН}.$$

Полученная нагрузка прикладывается к поперечной раме на уровне верха колонн аналогично ветровой (рис. 2.7а).

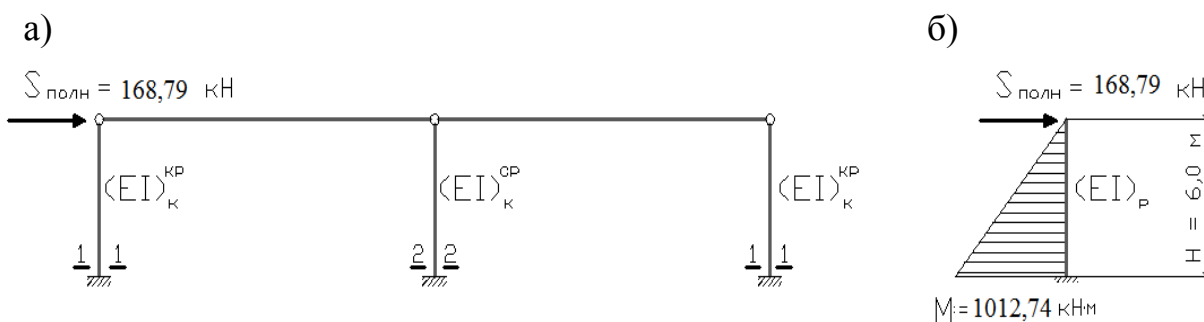


Рис. 2.7. Расчётная схема рамы

## 2.5. Определение усилий в раме от действия сейсмической нагрузки

Предварительно определим суммарный момент, воспринимаемый всеми стойками рамы. Для этого примем расчетную схему рамы в виде консольного стержня, защемленного в основании, нагруженного сосредоточенной силой  $S_{полн}$  на уровне верха консоли (рис. 2.7б). Жёсткость консольного стержня примем равной суммарной жёсткости всех колонн рамы:

$$(EI)_p = 2 \cdot (EI)_k^{кр} + (EI)_k^{сп} = 2 \cdot 48990 + 63900 = 161880 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Изгибающий момент в основании консольного стержня равен:

$$M = S_{полн} \cdot H = 168,79 \cdot 6 = 1012,74 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Распределим полученный момент по стойкам рамы пропорционально их жёсткости. Тогда в сечениях колонн получим следующие усилия:

$$M_{1-1} = \frac{(EI)_k^{кр}}{(EI)_p} M = \frac{48990}{161880} \cdot 1012,74 = 306,49 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-2} = \frac{(EI)_k^{сп}}{(EI)_p} M = \frac{63900}{161880} \cdot 1012,74 = 399,76 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{3-3} = M_{1-1} = 306,49 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Эпюра моментов  $M_s$  от действия сейсмической силы показана на рис. 2.8. По эпюре моментов, используя правила строительной механики, может быть построена эпюра перерезывающих сил  $Q_s$ . По эпюре  $Q_s$ , исходя из условия равновесия в узлах, может быть построена эпюра продольных сил  $N_s$ .

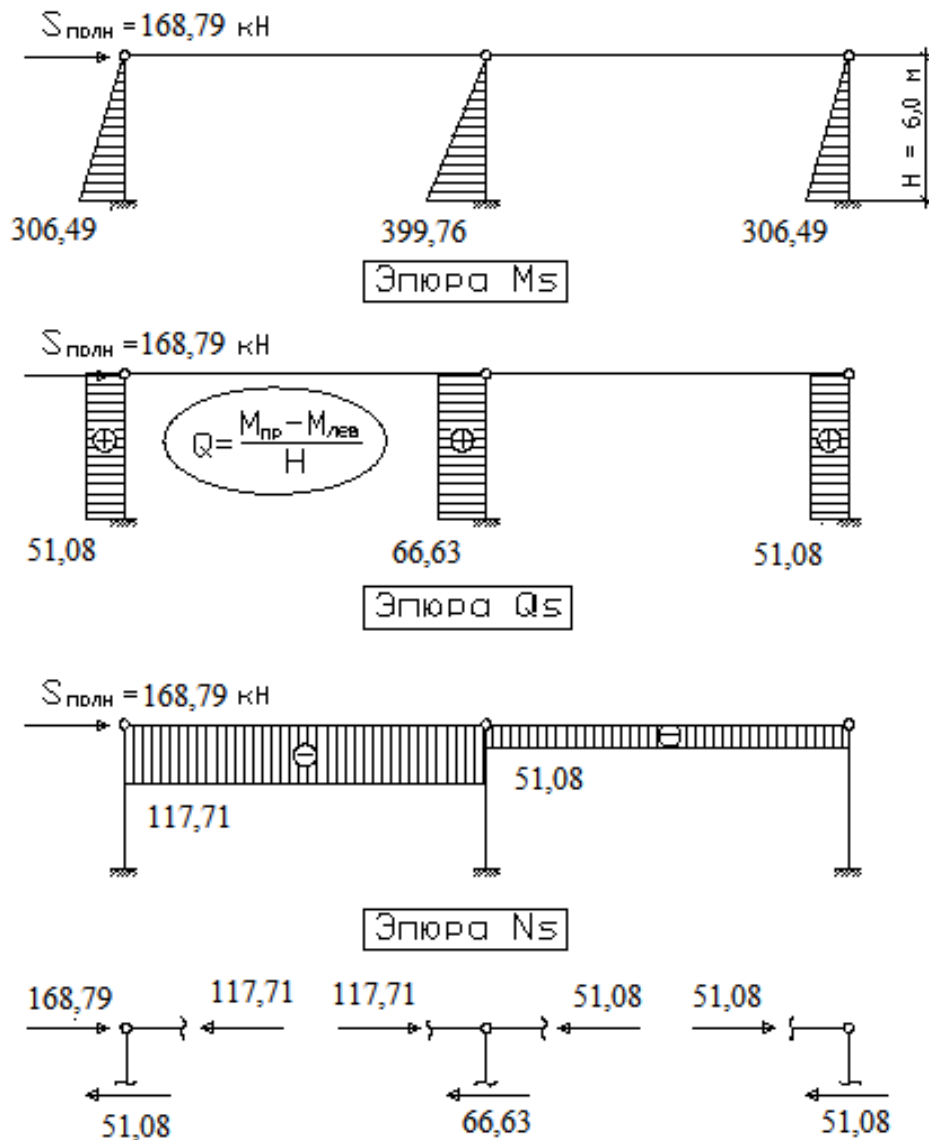


Рис. 2.8. Эпюры усилий в поперечной раме по оси 2 от действия сейсмической силы

В дальнейшем определяются усилия от особого сочетания нагрузок по формуле:

$$M_{ок} = M_{стат} + M_s, \quad Q_{ок} = Q_{стат} + Q_s, \quad N_{ок} = N_{стат} + N_s,$$

где  $M_s$ ,  $Q_s$ ,  $N_s$  – усилия от действия сейсмической силы;  $M_{стат}$ ,  $Q_{стат}$ ,  $N_{стат}$  – усилия от действия статической нагрузки, в состав которой входят постоянная и снеговая нагрузка (ветер и крановая нагрузка в особое сочетание не включаются [1]).

Если усилия, полученные от особого сочетания нагрузок, оказались больше, чем при основных сочетаниях, то именно они берутся в расчет при проверочном расчёте сечения элементов каркаса.

### 3. ПРИМЕР.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В РАМЕ МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ ОСОБОГО СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК

### 3.1. Исходные данные

Дано пятиэтажное производственное каркасное здание, имеющее симметричную форму в плане и равномерное распределение жесткостей. В поперечном направлении горизонтальные силы воспринимаются поперечными рамами, в продольном – диафрагмами жесткости.

Сейсмичность района строительства составляет 7 баллов.

Возведение здания производится на строительной площадке, сложенной грунтами III категории.

По назначению здание относится к объектам, в конструкциях которого могут быть допущены остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, затрудняющие нормальную эксплуатацию, но обеспечивающие сохранность жизни людей и оборудования.

Количество пролетов – 3; ширина пролета 12 м; высота этажа – 6 м.

Жесткость: колонн  $(EI)_k = 64365 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$ ; ригелей  $(EI)_p = 198400 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$ .

Вес одного яруса здания в пределах одного шага колонн, сосредоточенного на уровне перекрытий:

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = 2180 \text{ кН.}$$

Вес яруса, сосредоточенного на уровне покрытия:

$$Q_5 = 872 \text{ кН.}$$

План и разрез здания представлен на рис. 3.1.

**Требуется** определить сейсмические нагрузки, действующие на поперечную раму здания и усилия от их воздействия в сечении 1-1 и 2-2 (рис. 3.2).

### 3.2. Определение сейсмичности строительной площадки

Сейсмичность строительной площадки определяется в зависимости от сейсмичности района строительства и категории грунта по сейсмическим свойствам [1]. Определим ее на основе упрощенной таблицы.

Таблица 3.1

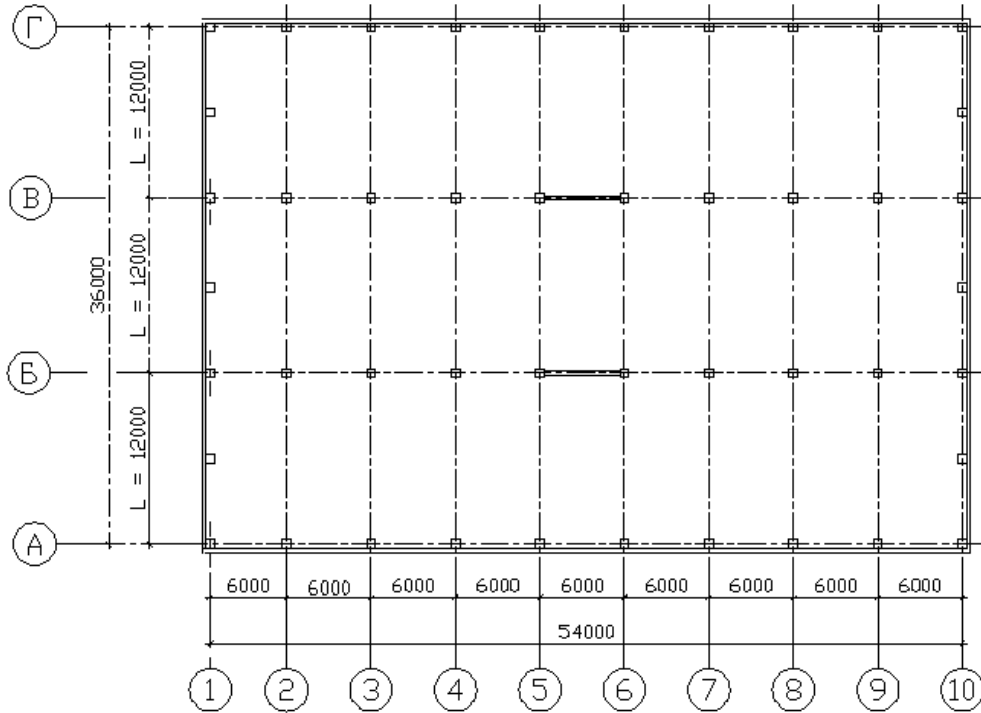
| Категория грунта по сейсмическим свойствам | Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллы |   |    |
|--|--|---|----|
|  | 7  | 8 | 9  |
| I  | 6  | 7 | 8  |
| II   | 7  | 8 | 9  |
| III  | <b>8</b>   | 9 | >9 |
| IV   | 8  | 9 | >9 |

При сейсмичности района строительства 7 баллов и III категории грунта по сейсмическим свойствам сейсмичность площадки строительства составляет **8** баллов.

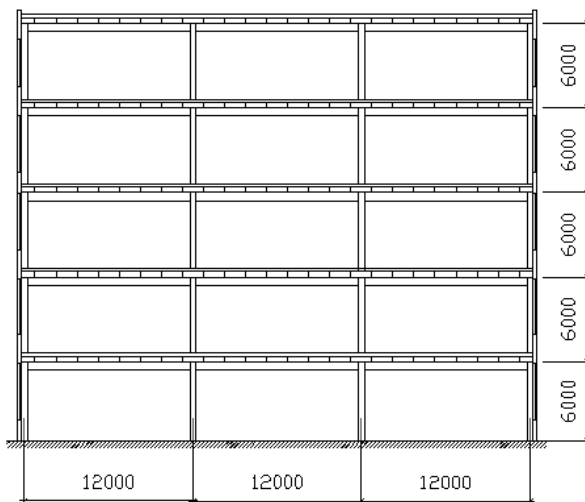
### 3.3. Определение сейсмических сил, действующих на поперечную раму здания

При определении сейсмических сил расчетная схема здания представляется в виде консольного стержня с грузами (массами), сосредоточенными на уровне перекрытий и покрытия (рис. 3.1в). Численные значения этих грузов заданы в исходных данных.

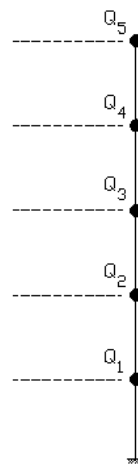
а)



б)



в)



г)

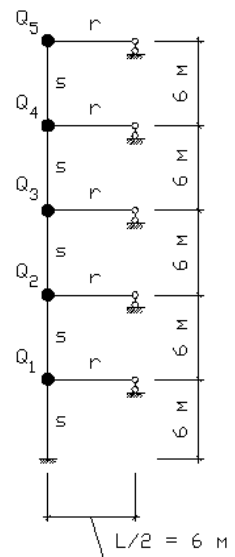


Рис. 3.1. Схема многоэтажного здания: а) фрагмент плана; б) разрез; в) расчетная схема здания, принимаемая при определении сейсмических сил; г) расчетная схема здания, принимаемая при определении периодов собственных колебаний здания



При определении сейсмических сил, действующих на многомассовую систему, необходимо учитывать не менее 3-х форм ее собственных колебаний, если период первого тона колебаний  $T_1 > 0.4$  с. Если  $T_1 < 0.4$  с, то достаточно учесть только 1-ую форму колебаний.

### 3.3.1. Определим период первой формы колебаний $T_1$

Принимая приближенно ярусную массу покрытия равной массе перекрытия можно приближенно определить периоды горизонтальных колебаний рамной системы, используя формулу [6]:

$$T_i = \frac{4H}{2i-1} \sqrt{\frac{m}{Kl}},$$

здесь  $i$  – номер формы колебаний,  $i=1,2,3$ ;  $m = Q/g = 2180/9.81 = 222 \text{ кН}\cdot\text{с}^2/\text{м}$  – масса одного типового яруса;  $l = 6$  м – высота этажа;  $H = H_0 n / (n-0.5) = 30 \cdot 5 / (5-0.5) = 33,3$  м – расчетная высота здания;  $n$  – количество этажей;  $H_0 = 30$  м – расстояние от обреза фундамента до ригеля верхнего яруса;  $K$  – сдвиговая жесткость многоэтажной рамы, определяется по формуле:

$$K = \frac{12}{l(1/r + 1/s)} = \frac{12}{6(1/49600 + 1/43090)} = 46116.38 \text{ кН},$$

здесь  $r$  – сумма погонных жесткостей ригелей одного этажа;  $s$  – сумма погонных жесткостей стоек одного этажа (рис. 3.1г).

Погонная жесткость одной стойки:  $s_1 = (EI)_k / l_k = 64635/6 = 10772,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ,

$(EI)_k$  – жесткость одной колонны;

$l_k$  – длина колонны в пределах этажа.

Сумма погонных жесткостей 4-х стоек этажа:

$$s = 4 \cdot s_1 = 4 \cdot 10772,5 = 43090 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Погонная жесткость одного ригеля:

$$r_1 = (EI)_p / l_p = 198400/12 = 16533,3 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где  $(EI)_p$  – жесткость ригеля;  $l_p$  – длина ригеля.

Сумма погонных жесткостей 3-х ригелей этажа:

$$r = 3 \cdot r_1 = 3 \cdot 16533,3 = 49600 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Период первого тона колебаний:  $T_1 = \frac{4 \cdot 33.3}{2 \cdot 1 - 1} \sqrt{\frac{222}{46446.38 \cdot 6}} = 3.77 c > 0.4 c$ ,  
 следовательно, необходимо учитывать не менее 3-х форм колебаний.

### 3.3.2. Определим периоды 2-ой и 3-ей форм колебаний

$$T_2 = \frac{4 \cdot 33.3}{2 \cdot 2 - 1} \sqrt{\frac{222}{46446.38 \cdot 6}} = 1.25 c; \quad T_3 = \frac{4 \cdot 33.3}{2 \cdot 3 - 1} \sqrt{\frac{222}{46446.38 \cdot 6}} = 0.754 c.$$

### 3.3.3. Определение сейсмических сил

Расчетная сейсмическая нагрузка, приложенная к точке  $k$  и соответствующая  $i$ -ой форме собственных колебаний здания, определяется формулой (1.9):

$$S_{ik} = K_0 K_1 m_k A \beta_i K_\Psi \eta_{ik},$$

здесь  $K_0$  принимается равным 1,0 в соответствии с п. 3 табл. 1.3;  $K_1$  принимается равным **0,35**, как для зданий с железобетонным каркасом без вертикальных диафрагм и связей (в поперечном направлении здания они отсутствуют), в которых допускаются остаточные деформации и повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию, но обеспечивается безопасность людей и оборудования (табл. 1.4);  $m_k$  – масса здания или сооружения, отнесенная к узловой точке  $k$ , определяемая с учетом собственного веса конструкций, временных нагрузок и коэффициентов особого сочетания нагрузок (численные значения заданы); для 1-го, 2-го, 3-го и 4-го ярусов  $m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = Q/g = 218 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{м}$  (т); для 5-го (верхнего) яруса  $m_5 = Q/g = 87,2 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{м}$  (т) (см. задание);  $A$  – значение ускорения в уровне грунтового основания, которое следует принимать равными 1, 2, 4  $\text{м}/\text{с}^2$ , соответственно, для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов. При сейсмичности площадки строительства **8** баллов оно принимается равным **2**  $\text{м}/\text{с}^2$ ;  $\beta_i$  – коэффициент динамичности, принимается в зависимости от расчетного периода собственных колебаний  $T_i$  здания по формулам:

для грунтов I и II категорий по сейсмическим свойствам

$$\text{при } T \leq 0.1c \quad \beta = 1 + 15T$$

$$\text{при } 0.1 < T < 0.4c \quad \beta = 2.5$$

$$\text{при } T \geq 0.4c \quad \beta = 2.5(0.4/T)^{0.5}$$

для грунтов III категории по сейсмическим свойствам

$$\text{при } T \leq 0.1c \quad \beta = 1 + 15T$$

$$\text{при } 0.1 < T < 0.8c \quad \beta = 2.5$$

$$\text{при } T \geq 0.8c \quad \beta = 2.5(0.8/T)^{0.5}$$

Во всех случаях значения  $\beta$  должны приниматься не менее 0,8.

Таблица 3.2

Вычисление коэффициента динамичности

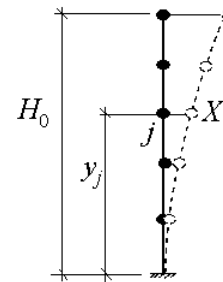
| № формы колебаний | Периоды собственных колебаний | Коэффициент динамичности $\beta_i$ (по формулам 1.11)               |
|-------------------|-------------------------------|---|
| 1                 | $T_1 = 3.77 > 0,8 \text{ с}$  | $\beta_1 = 2,5 (0,8/T_1)^{0,5} = 2,5 (0,8/3,77)^{0,5} = 1,15 > 0,8$ |
| 2                 | $T_2 = 1.250 > 0,8 \text{ с}$ | $\beta_2 = 2,5 (0,8/T_2)^{0,5} = 2,5 (0,8/1,25)^{0,5} = 2,0 > 0,8$  |
| 3                 | $T_3 = 0.754 < 0,8 \text{ с}$ | $\beta_3 = 2,5$   |

Вычисление коэффициентов динамичности  $\beta_i$  для каждой учитываемой формы собственных колебаний для удобства производим в табл. 3.2. При этом учитываем, что в основании площадки строительства залегают грунты III категории.

Поскольку здание в поперечном направлении не имеет никаких диафрагм и связей, коэффициент  $K_\Psi$  принимается равным **1,3** (табл. 1.5).

Коэффициент формы колебаний  $\eta_{ik}$  определяется по формуле:

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum_{j=1}^n m_j X_{ij}}{\sum_{j=1}^n m_j X_{ij}^2},$$



где  $X_{ik}$  и  $X_{ij}$  – смещение точек системы при собственных колебаниях по  $i$ -му тону в рассматриваемой точке  $k$  и во всех точках  $j$ , расположения ярусных масс  $m_j$ , могут быть определены по формуле:

$$X_{ij} = \sin((2i-1)\pi\xi_j/2), \quad \text{где } \xi_j = y_j/H_0 \text{ – безразмерная координата точки } j;$$

$y_j$  – положение точки  $j$  по вертикали относительно заделки;  $\pi=180^\circ$ .

Вычисление численных значений  $X_{ik}$  и  $X_{ij}$  для трех форм (тонов) собственных колебаний системы, а также соответствующие графики колебаний показаны в табл. 3.3.

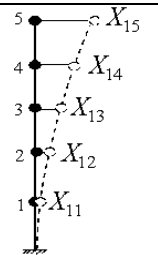
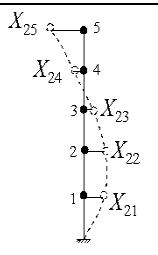
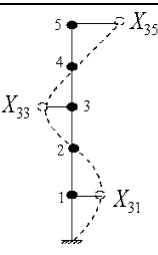
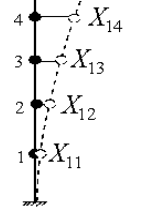
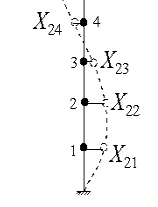
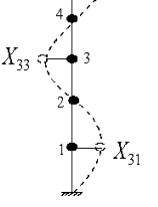
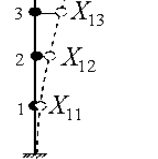
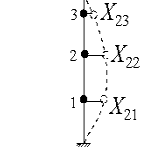
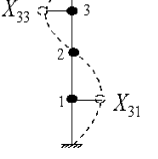
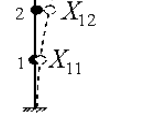
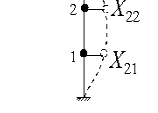
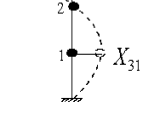
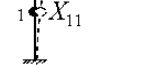
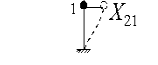
На основании табл. 3.3 подсчитаны коэффициенты форм колебаний  $\eta_{ik}$  для трех тонов. Вычисление численных значений коэффициентов  $\eta_{ik}$  сведено в табл. 3.4.

Вычисление сейсмических сил  $S_{ik}$  на основании формулы (1.9) сведено в табл. 3.5.

Вычисление относительных смещений точек системы

$$X_{ij} = \sin((2i - 1)\pi\xi_j / 2)$$

Таблица 3.3

| № | $y_j, м$ | $\xi_j = \frac{y_j}{H_o}$ | Амплитуды собственных колебаний для трех форм |  |                 |   |                  |   |
|---|----------|---------------------------|---|--|-----------------|---|------------------|---|
|   |          |                           | первой $X_{1j}$                               |  | второй $X_{2j}$ |   | третьей $X_{3j}$ |   |
| 5 | 30       | 1,0                       | 1,000   |  | -1,00           |  | 1,000            |  |
| 4 | 24       | 0,8                       | 0,951   |  | -0,588          |  | 0,000            |  |
| 3 | 18       | 0,6                       | 0,809   |  | 0,309           |  | -1,00            |  |
| 2 | 12       | 0,4                       | 0,588   |  | 0,951           |  | 0,000            |  |
| 1 | 6        | 0,2                       | 0,309   |  | 0,809           |  | 1,00             |  |

Вычисление коэффициентов формы колебаний:

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum_{j=1}^n m_j X_{ij}}{\sum_{j=1}^n m_j X_{ij}^2}$$

Таблица 3.4

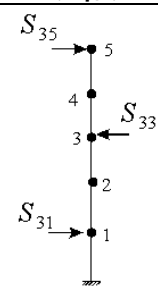
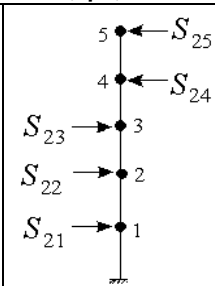
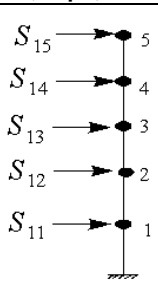
| Форма    | Этаж $k$ | $m_j$ | $X_{ij}$ | $X_{ij}^2$ | $m_j \cdot X_{ij}$ | $m_j \cdot X_{ij}^2$ | $\eta_{ik}$                                 |
|----------|----------|-------|----------|------------|--------------------|----------------------|---|
| Первая   | 5        | 87,2  | 1,00     | 1          | 87,2               | 87,2                 | $\eta_{15} = 1 \cdot 666,5/523,0 = 1,274$   |
|          | 4        | 218   | 0,951    | 0,904      | 207,3              | 197,1                | $\eta_{14} = 0,951 \cdot 1,274 = 1,212$     |
|          | 3        | 218   | 0,809    | 0,654      | 176,4              | 142,6                | $\eta_{13} = 0,809 \cdot 1,274 = 1,031$     |
|          | 2        | 218   | 0,588    | 0,346      | 128,2              | 75,4                 | $\eta_{12} = 0,588 \cdot 1,274 = 0,749$     |
|          | 1        | 218   | 0,309    | 0,095      | 67,4               | 20,7                 | $\eta_{11} = 0,309 \cdot 1,274 = 0,393$     |
| $\Sigma$ |          |       |          |            | 666,5              | 523,0                |   |
| Вторая   | 5        | 87,2  | -1,00    | 1,0        | -87,2              | 87,2                 | $\eta_{25} = -1 \cdot 235,7/523,0 = -0,451$ |
|          | 4        | 218   | -0,588   | 0,346      | -128,2             | 75,4                 | $\eta_{24} = -0,588 \cdot 0,451 = -0,265$   |
|          | 3        | 218   | 0,309    | 0,095      | 67,4               | 20,7                 | $\eta_{23} = 0,309 \cdot 0,451 = 0,139$     |
|          | 2        | 218   | 0,951    | 0,904      | 207,3              | 197,1                | $\eta_{22} = 0,951 \cdot 0,451 = 0,429$     |
|          | 1        | 218   | 0,809    | 0,654      | 176,4              | 142,6                | $\eta_{21} = 0,809 \cdot 0,451 = 0,365$     |
| $\Sigma$ |          |       |          |            | 235,7              | 523,0                |   |
| Третья   | 5        | 87,2  | 1,00     | 1,0        | 87,2               | 87,2                 | $\eta_{35} = 1 \cdot 87,2/523,2 = 0,167$    |
|          | 4        | 218   | 0        | 0          | 0                  | 0                    | $\eta_{34} = 0$                             |
|          | 3        | 218   | -1,00    | 1,0        | -218               | 218                  | $\eta_{33} = -1 \cdot 0,167 = -0,167$       |
|          | 2        | 218   | 0        | 0          | 0                  | 0                    | $\eta_{32} = 0$                             |
|          | 1        | 218   | 1,00     | 1,0        | 218                | 218                  | $\eta_{31} = 1 \cdot 0,167 = 0,167$         |
| $\Sigma$ |          |       |          |            | 87,2               | 523,2                |   |

Вычисление сейсмических сил

$$S_{ik} = K_0 K_1 m_k A \beta_i K_\Psi \eta_{ik}$$

Таблица 3.5

| № | $m_k$<br>$\frac{\kappa H \cdot c^2}{\text{М}}$<br>(Т) | 1-ая форма с $\beta_1 = 1,15$ |   | 2-ая форма с $\beta_2 = 2,0$ |  | 3-ая форма с $\beta_3 = 2,5$ |  |
|---|---|-------------------------------|---|------------------------------|--|------------------------------|--|
|   |   | $\eta_{1k}$                   | $S_{1k} =$<br>$= (0,7 k_1 A \beta_1 k_\Psi) m_k \eta_{1k} =$<br>$= (0,7 \cdot 0,35 \cdot 2 \cdot 1,15 \cdot 1,3) \times$<br>$\times m_k \eta_{1k} =$<br>$= 0,735 \cdot m_k \cdot \eta_{1k}$ | $\eta_{2k}$                  | $S_{2k} =$<br>$= (0,7 k_1 A \beta_2 k_\Psi) m_k \eta_{2k} =$<br>$= (0,7 \cdot 0,35 \cdot 2 \cdot 2,0 \cdot 1,3) \times$<br>$\times m_k \eta_{2k} =$<br>$= 1,274 \cdot m_k \eta_{2k}$ | $\eta_{3k}$                  | $S_{3k} =$<br>$= (0,7 k_1 A \beta_3 k_\Psi) m_k \eta_{3k} =$<br>$= (0,7 \cdot 0,35 \cdot 2 \cdot 2,5 \cdot 1,3) \times$<br>$\times m_k \eta_{3k} =$<br>$= 1,638 \cdot m_k \cdot \eta_{3k}$ |
| 5 | 87,2  | 1,274                         | 81,69   | -0,451                       | -50,01   | 0,167                        | 23,86  |
| 4 | 218   | 1,212                         | 194,18  | -0,265                       | -41,24   | 0                            | 0  |
| 3 | 218   | 1,031                         | 165,2   | 0,139                        | 38,62  | -0,167                       | -59,63   |
| 2 | 218   | 0,749                         | 120,01  | 0,429                        | 119,15   | 0                            | 0  |
| 1 | 218   | 0,393                         | 62,96   | 0,365                        | 101,37   | 0,167                        | 59,63  |



*Примечание:* при грунтах III категории, если сейсмичность площадки 8 баллов и более, к значению  $S_{ik}$  вводится множитель **0,7**.

После определения сейсмических сил необходимо перейти от динамической расчетной схемы к статической в виде:

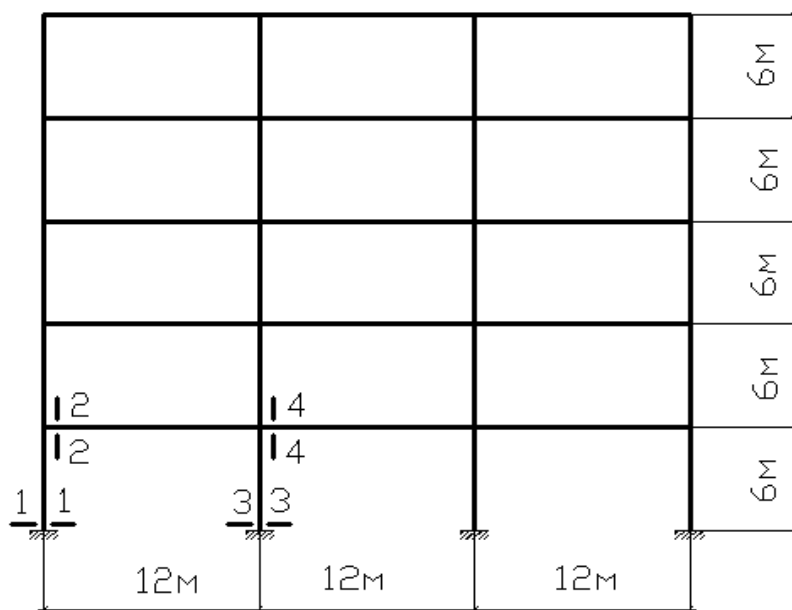


Рис. 3.2. Расчетная схема рамы, принятая при определении усилий от особого сочетания нагрузок

Сейсмические силы прикладываются на уровне перекрытий и покрытия по принципу приложения ветровой нагрузки таким образом, чтобы при их воздействии деформирование рамы повторяло соответствующую форму колебаний консоли (рис. 3.3–3.5).

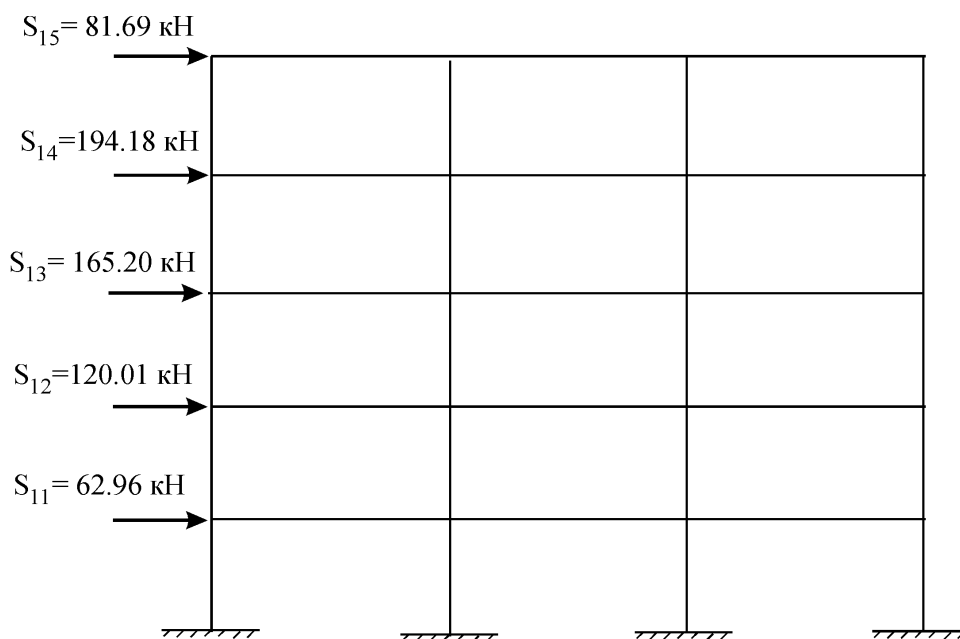


Рис. 3.3. Схема приложения сейсмических сил при 1-ой форме колебаний рамы

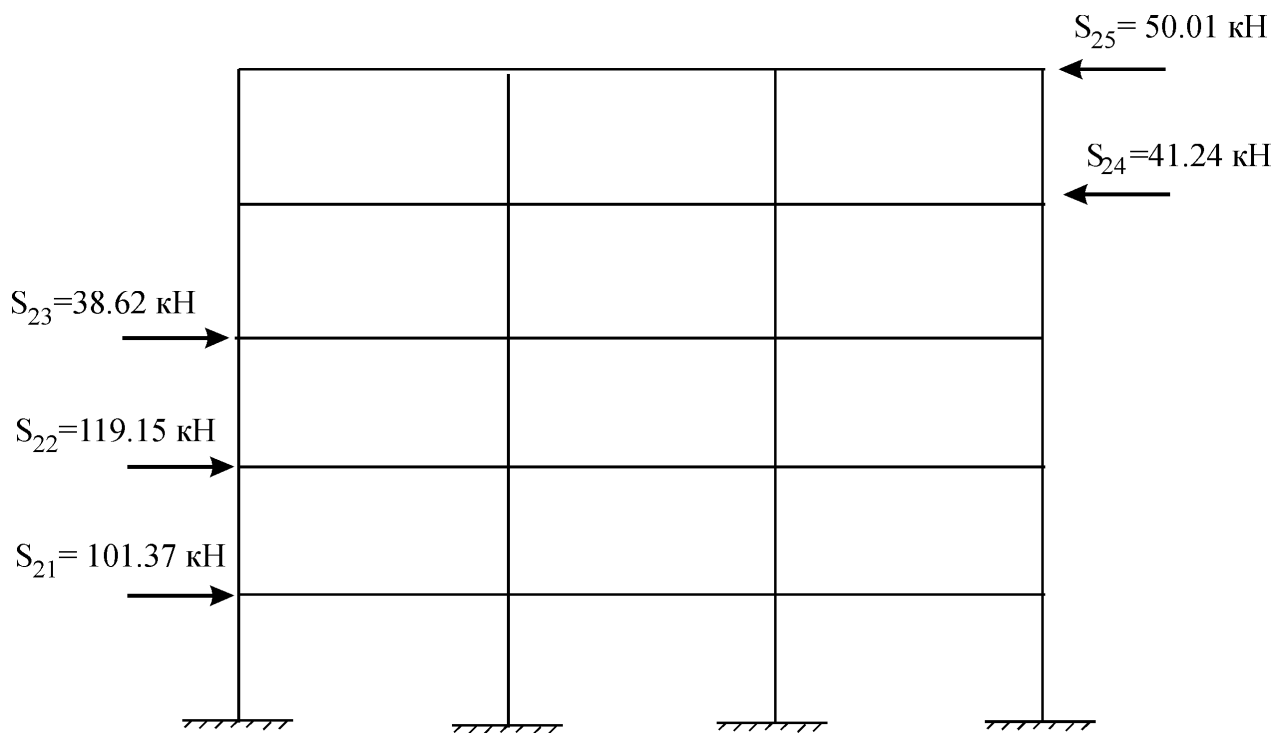


Рис. 3.4. Схема приложения сейсмических сил при 2-ой форме колебаний рамы

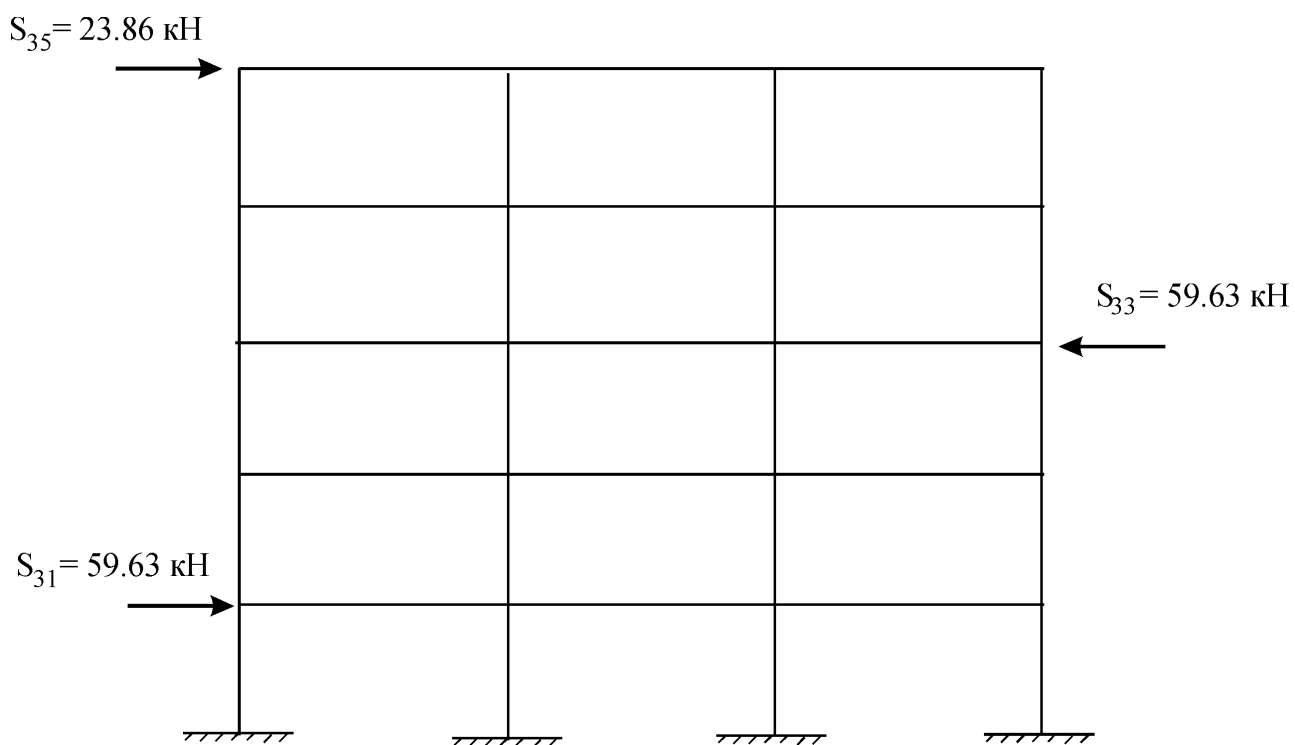


Рис. 3.5. Схема приложения сейсмических сил при 3-ой форме колебаний рамы



### 3.4. Определение усилий в раме от действия сейсмических сил

Рассматриваемая рама представляет собой многократно статически и кинематически неопределимую систему. Поэтому ручное использование стандартных методов строительной механики (метода сил, метода перемещений) при ее расчете сопряжено с необходимостью решать большое количество канонических уравнений, что достаточно трудоемко. Для определения усилий в таких системах рекомендуется либо использовать современные расчетные комплексы (LIRA, SCAD, STARK и другие), либо обратиться к методам приближенного расчета, позволяющим значительно сократить вычисления и при этом привести к достаточно точным результатам [7].

Определим усилия в раме от действия горизонтальных (сейсмических) сил одним из таких методов – *методом моментных точек* [5]. Основные принципы данного метода заключаются в том, что

– нулевые моментные точки находятся посередине высот стоек. Для стоек 1-го этажа положение нулевой моментной точки принимается на расстоянии  $2/3$  от нижней заделки;

– суммы вышележащих горизонтальных сил для каждого яруса распределяются по стойкам пропорционально отношению погонной жесткости отдельной стойки к суммарной погонной жесткости всех стоек рассматриваемого яруса:

$$Q_n = \frac{s_1}{s} \sum Q.$$

Итак, рассмотрим загрузку рамы сейсмическими силами, соответствующими **1-ой форме** колебаний (рис. 3.6а). При этом учитываем, что все стойки рамы имеют одинаковую погонную жесткость  $s_1$ , а ригели –  $r_1$ .

Расчет начинаем с верхних этажей.

Сумма вышележащих горизонтальных сил:

на 5-м этаже равна:  $\sum Q_5 = S_{15} = 81,69$  кН;

на 4-ом:  $\sum Q_4 = S_{15} + S_{14} = 81,69 + 194,18 = 275,87$  кН;

на 3-ем:  $\sum Q_3 = S_{15} + S_{14} + S_{13} = 81,69 + 194,18 + 165,20 = 441,07$  кН;

на 2-ом:  $\sum Q_2 = S_{15} + S_{14} + S_{13} + S_{12} = 81,69 + 194,18 + 165,20 + 120,01 = 561,08$  кН;

на 1-ом:  $\sum Q_1 = S_{15} + S_{14} + S_{13} + S_{12} + S_{11} = 81,69 + 194,18 + 165,20 + 120,01 + 62,96 = 681,04$  кН.

Данные вычисления можно отобразить в виде эпюры суммарных поперечных сил, для консольного стержня, моделирующего работу одновременно всех стоек рамы (рис. 3.6б). Погонная жесткость этого стержня принимается равной суммарной жесткости всех колонн  $s = 4 \cdot s_1$ .

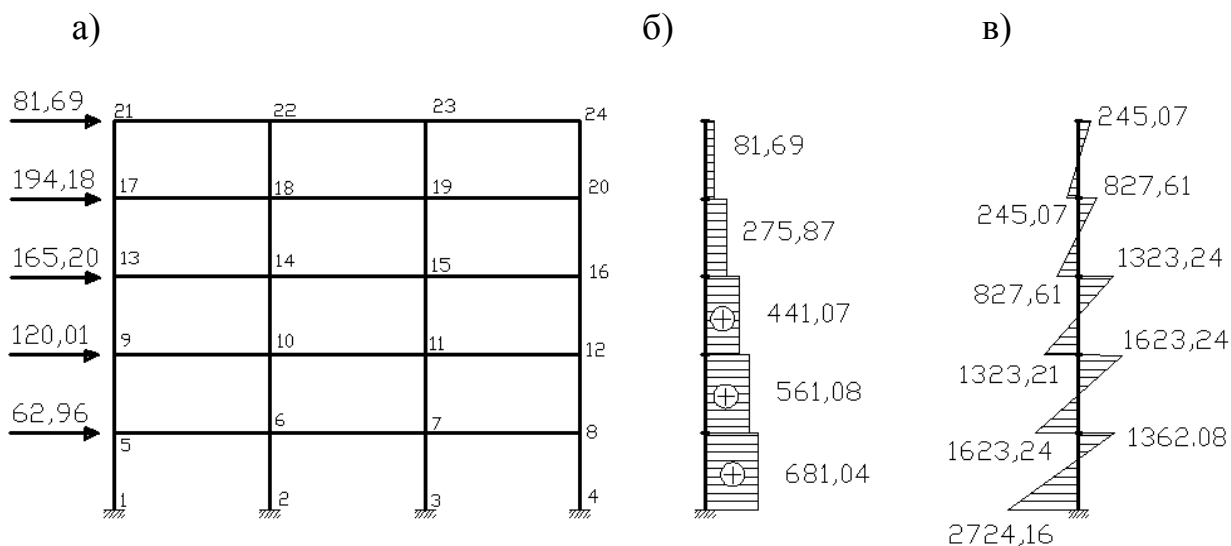


Рис. 3.6: а) схема загрузки рамы, соответствующая 1-ой форме колебаний; б) эпюра суммарных поперечных сил; в) эпюра суммарных изгибающих моментов

Далее полагая, что точки нулевых моментов расположены посередине высоты стоек, можем определить моменты в верхнем и нижнем сечении стоек путем умножения приходящейся на эти стойки суммарной поперечной силы на плечо, равное половине высоты этажа. Так для стоек 5-го этажа:

$$\sum M_5 = \frac{\sum Q_5 \cdot h}{2} = \frac{81,69 \cdot 6}{2} = 245,07 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\text{4-го этажа } \sum M_4 = \frac{\sum Q_4 \cdot h}{2} = \frac{275,87 \cdot 6}{2} = 827,61 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\text{3-го этажа } \sum M_3 = \frac{\sum Q_3 \cdot h}{2} = \frac{441,07 \cdot 6}{2} = 1323,21 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\text{2-го этажа } \sum M_2 = \frac{\sum Q_2 \cdot h}{2} = \frac{561,08 \cdot 6}{2} = 1683,24 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для 1-го этажа полагаем, что нулевые моментные точки расположены на расстоянии  $2/3 h$  от нижнего сечения стоек. Тогда изгибающие моменты в верхнем и нижнем сечениях определяют путем умножения поперечной силы  $\sum Q_1$  на соответствующее плечо. Для верхнего сечения стоек 1-го этажа:

$$\sum M_1^e = \frac{1}{3} \sum Q_1 \cdot h = \frac{1}{3} \cdot 681,04 \cdot 6 = 1362,08 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$\text{для нижнего сечения: } \sum M_1^H = \frac{2}{3} \sum Q_1 \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 681,04 \cdot 6 = 2724,16 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

По полученным данным можем построить эпюру суммарных усилий, воспринимаемых одновременно всеми стойками (рис. 3.6в), а затем на основе последней, легко построить эпюру изгибающих моментов для стоек заданной

расчетной рамы (рис.3.7). При этом распределение суммарных усилий по стойкам производим пропорционально их жесткостям. И учитывая, что в данной задаче все стойки имеют одинаковую жесткость, получим:

**– в опорном сечении стоек первого этажа:**

$$M_{1-5} = M_{2-6} = M_{3-7} = M_{4-8} = \frac{s_1}{s} \sum M_1^H = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot 2724,16 = 681,04 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

(здесь 4 – число стоек в пределах 1-го яруса);

*в верхнем сечении:*

$$M_{5-1} = M_{6-2} = M_{7-3} = M_{8-4} = \frac{s_1}{s} \sum M_1^e = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot 1362,08 = 340,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

**– в верхнем и нижнем сечении стоек второго этажа:**

$$\begin{aligned} M_{5-9} = M_{6-10} = M_{7-11} = M_{8-12} = M_{9-5} = M_{10-6} = M_{11-7} = M_{12-8} = \\ = \frac{s_1}{s} \sum M_2 = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot 1623,24 = 420,81 \text{ кН}\cdot\text{м}; \end{aligned}$$

**– в верхнем и нижнем сечении стоек третьего этажа:**

$$\begin{aligned} M_{9-13} = M_{10-14} = M_{11-15} = M_{12-16} = M_{13-9} = M_{14-10} = M_{15-11} = M_{16-12} = \\ = \frac{s_1}{s} \sum M_3 = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot 1323,21 = 330,8 \text{ кН}\cdot\text{м}; \end{aligned}$$

**– в верхнем и нижнем сечении стоек четвертого этажа:**

$$\begin{aligned} M_{13-17} = M_{14-18} = M_{15-19} = M_{16-20} = M_{17-13} = M_{18-14} = M_{19-15} = M_{20-16} = \\ = \frac{s_1}{s} \sum M_4 = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot 827,61 = 206,9 \text{ кН}\cdot\text{м}; \end{aligned}$$

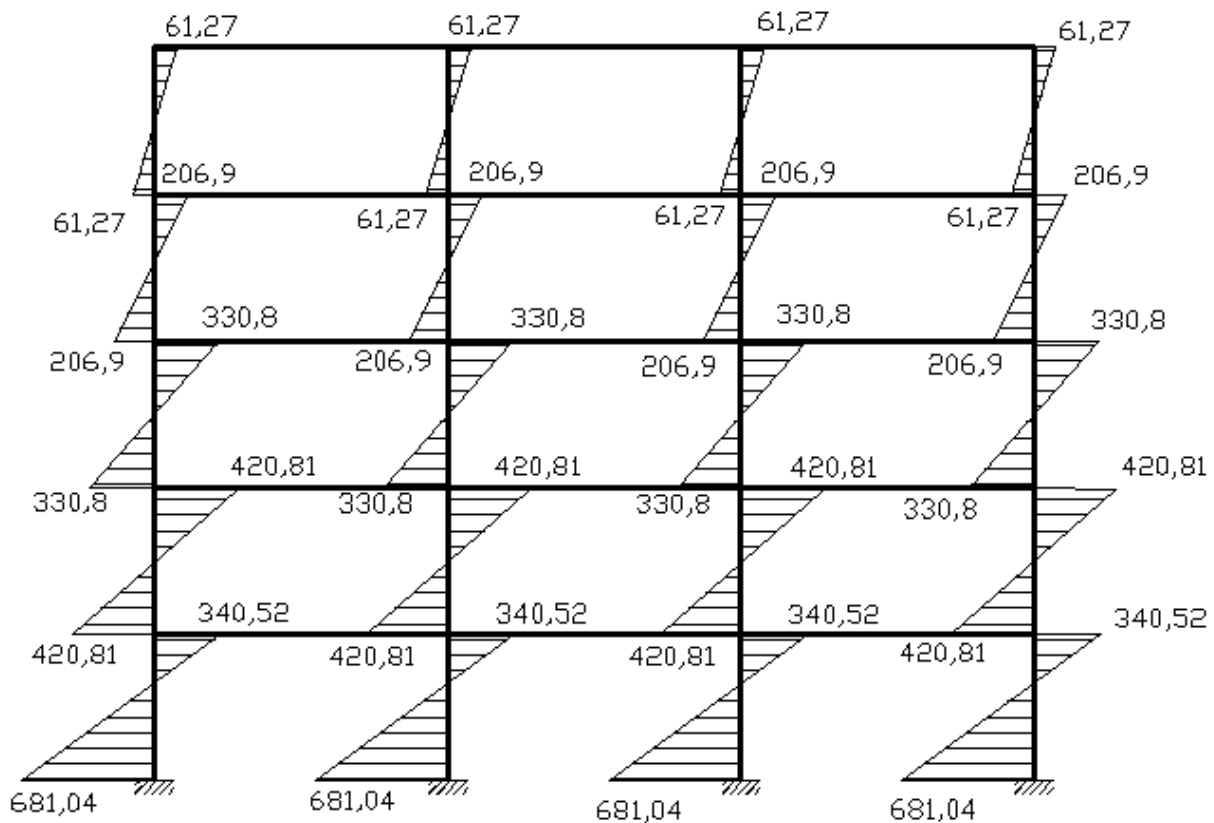


Рис. 3.7. Эпюры изгибающих моментов в стойках рамы при 1-ой форме колебаний

– в верхнем и нижнем сечении стоек пятого этажа:

$$\begin{aligned}
 M_{17-21} = M_{18-22} = M_{19-23} = M_{20-24} = M_{21-17} = M_{22-18} = M_{23-19} = M_{24-20} = \\
 = \frac{s_1}{s} \sum M_5 = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot 245,07 = 61,27 \text{ кН} \cdot \text{м}.
 \end{aligned}$$

Определив моменты в стойках, переходим к определению моментов в узловых сечениях ригелей. Изгибающие моменты в ригелях у крайних узлов равны сумме моментов в примыкающих стойках с обратным знаком:

$$\begin{aligned}
 M_{21-22} = -M_{21-17} = -61,27 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{24-23} = -M_{24-20} = -61,27 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\
 M_{17-18} = -(M_{17-21} + M_{17-13}) = -(61,27 + 206,9) = -268,17 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\
 M_{13-14} = -(M_{13-17} + M_{13-9}) = -(206,9 + 330,8) = -537,7 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\
 M_{9-10} = -(M_{9-13} + M_{9-5}) = -(330,8 + 420,81) = -751,61 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\
 M_{5-6} = -(M_{5-9} + M_{5-1}) = -(420,81 + 340,52) = -761,33 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\
 M_{24-23} = -61,27 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{20-19} = -268,17 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{16-15} = -537,7 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\
 M_{12-11} = -751,61 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{8-7} = -761,33 \text{ кН} \cdot \text{м}.
 \end{aligned}$$

Для определения изгибающих моментов в ригелях у средних узлов рамы, сумму моментов в примыкающих к узлу стойках распределяем с обратным

знаком по смежным пролетам ригеля пропорционально их погонным жесткостям. В нашем примере жесткости всех ригелей равны  $r_1 = 16533,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$ . Следовательно:

$$M_{22-21} = M_{22-23} = -M_{22-18} \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = -61,27 \cdot \frac{16533,3}{16533,3 + 16533,3} = 61,27 \cdot 0,5 = 30,635 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{18-17} = M_{18-19} = -(M_{18-22} + M_{18-14}) \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = -(61,27 + 206,9) \cdot 0,5 = 134,085 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{14-13} = M_{14-15} = -(M_{14-18} + M_{14-10}) \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = -(206,9 + 330,8) \cdot 0,5 = 268,85 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{10-9} = M_{10-11} = -(M_{10-14} + M_{10-6}) \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = -(330,8 + 420,81) \cdot 0,5 = 375,805 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{6-5} = M_{6-7} = -(M_{6-10} + M_{6-2}) \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = -(420,81 + 340,52) \cdot 0,5 = 380,665 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Поскольку рама симметрична, можем записать:

$$M_{23-22} = M_{23-24} = -30,635 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_{19-18} = M_{19-20} = -134,085 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\ M_{15-14} = M_{15-16} = -268,85 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_{11-10} = M_{11-12} = -380,665 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\ M_{7-6} = M_{7-8} = -380,665 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Полная эпюра изгибающих моментов, соответствующая 1-ой форме колебания рамы, показана на рис. 3.8. По полученной эпюре моментов, используя правила строительной механики, могут быть построены соответствующие эпюры поперечных и продольных усилий. В данном примере они не приводятся.



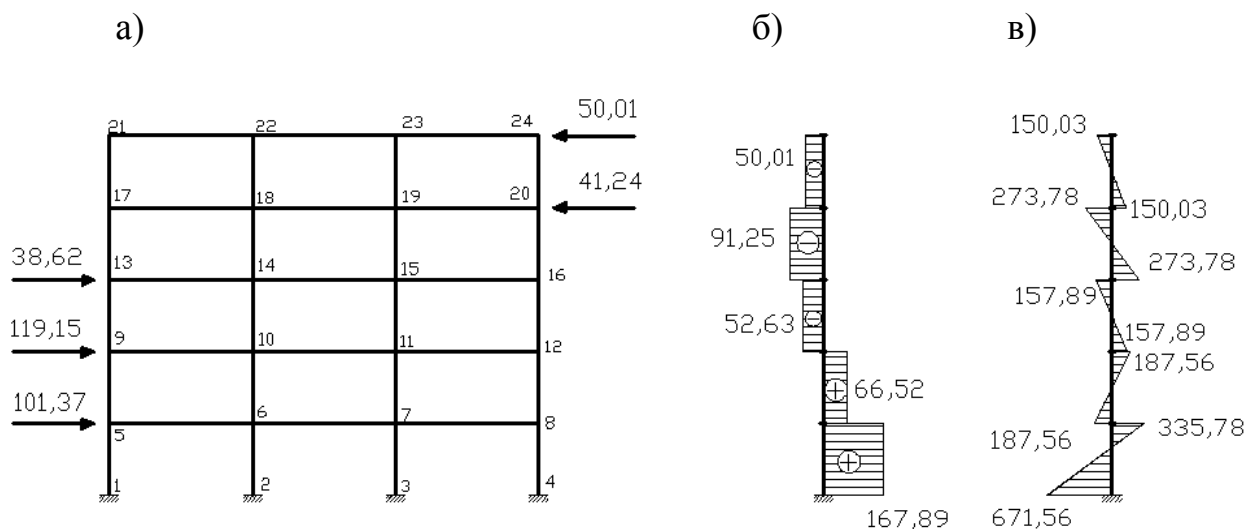


Рис. 3.9: а) схема загрузки рамы, соответствующая 1-ой форме колебаний; б) эпюра суммарных поперечных сил; в) эпюра суммарных изгибающих моментов

Полагая, что точки нулевых моментов расположены посередине высоты стоек, определим моменты в верхнем и нижнем сечении стоек путем умножения приходящейся на эти стойки суммарной поперечной силы на плечо, равное половине высоты этажа. Для стоек 5-го этажа:

$$\sum M_5 = \frac{\sum Q_5 \cdot h}{2} = \frac{-50,01 \cdot 6}{2} = -150,03 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\text{4-го этажа } \sum M_4 = \frac{\sum Q_4 \cdot h}{2} = \frac{-91,25 \cdot 6}{2} = -273,78 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\text{3-го этажа } \sum M_3 = \frac{\sum Q_3 \cdot h}{2} = \frac{-52,63 \cdot 6}{2} = -157,89 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\text{2-го этажа } \sum M_2 = \frac{\sum Q_2 \cdot h}{2} = \frac{62,52 \cdot 6}{2} = 187,56 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для 1-го этажа полагаем, что нулевые моментные точки расположены на расстоянии  $2/3 h$  от нижнего сечения стоек. Тогда для верхнего сечения стоек 1-го этажа:

$$\sum M_1^g = \frac{1}{3} \sum Q_1 \cdot h = \frac{1}{3} \cdot 167,89 \cdot 6 = 335,78 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$\text{для нижнего сечения: } \sum M_1^H = \frac{2}{3} \sum Q_1 \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 167,89 \cdot 6 = 671,56 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Эпюра суммарных усилий, воспринимаемых одновременно всеми стойками, показана на рис. 3.9в. На ее основе построим эпюру изгибающих моментов для стоек рамы (рис. 3.10):

**– в опорном сечении стоек первого этажа:**

$$M_{1-5} = M_{2-6} = M_{3-7} = M_{4-8} = \frac{s_1}{s} \sum M_1^H = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot 671,56 = 167,89 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

в верхнем сечении:

$$M_{5-1} = M_{6-2} = M_{7-3} = M_{8-4} = \frac{s_1}{s} \sum M_1^6 = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot 335,75 = 83,94 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– в верхнем и нижнем сечении стоек второго этажа:

$$M_{5-9} = M_{6-10} = M_{7-11} = M_{8-12} = M_{9-5} = M_{10-6} = M_{11-17} = M_{12-8} = \\ = \frac{s_1}{s} \sum M_2 = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot 187,56 = 46,89 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– в верхнем и нижнем сечении стоек третьего этажа:

$$M_{9-13} = M_{10-14} = M_{11-15} = M_{12-16} = M_{13-9} = M_{14-10} = M_{15-11} = M_{16-12} = \\ = \frac{s_1}{s} \sum M_3 = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot (-157,89) = -39,47 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– в верхнем и нижнем сечении стоек четвертого этажа:

$$M_{13-17} = M_{14-18} = M_{15-19} = M_{16-20} = M_{17-13} = M_{18-14} = M_{19-15} = M_{20-16} = \\ = \frac{s_1}{s} \sum M_4 = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot (-273,78) = -68,445 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– в верхнем и нижнем сечении стоек пятого этажа:

$$M_{17-21} = M_{18-22} = M_{19-23} = M_{20-24} = M_{21-17} = M_{22-18} = M_{23-19} = M_{24-20} = \\ = \frac{s_1}{s} \sum M_5 = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot (-150,03) = -37,51 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определив моменты в стойках, переходим к определению моментов в узловых сечениях ригелей. Изгибающие моменты в ригелях у крайних узлов равны сумме моментов в примыкающих стойках с обратным знаком:

$$M_{21-22} = -M_{21-17} = 37,51 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{24-23} = -M_{24-20} = 37,51 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{17-18} = -(M_{17-21} + M_{17-13}) = 37,51 + 68,445 = 105,955 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{13-14} = -(M_{13-17} + M_{13-9}) = 68,445 + 39,47 = 107,915 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{9-10} = -(M_{9-13} + M_{9-5}) = -(46,89 - 39,47) = -7,42 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{5-6} = -(M_{5-9} + M_{5-1}) = -(46,89 + 83,94) = -130,83 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{24-23} = 37,51 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{20-19} = 105,995 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{16-15} = 107,915 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{12-11} = -7,42 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{8-7} = -130,83 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для определения изгибающих моментов в ригелях у средних узлов рамы, сумму моментов в примыкающих к узлу стойках распределяем с обратным знаком по смежным пролетам ригеля пропорционально их погонным жесткостям. В нашем примере жесткости всех ригелей равны  $r_1 = 16533,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Следовательно:

$$M_{22-21} = M_{22-23} = -M_{22-18} \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = 37,51 \cdot \frac{16533,3}{16533,3 + 16533,3} = 37,51 \cdot 0,5 \\ = 18,755 \text{ кН} \cdot \text{м};$$



$$M_{18-17} = M_{18-19} = -(M_{18-22} + M_{18-14}) \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = (37,51 + 68,445) \cdot 0,5 = 52,98 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{14-13} = M_{14-15} = -(M_{14-18} + M_{14-10}) \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = (68,445 + 39,47) \cdot 0,5 = 53,96 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{10-9} = M_{10-11} = -(M_{10-14} + M_{10-6}) \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = -(46,89 - 39,47) \cdot 0,5 = -3,71 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-5} = M_{6-7} = -(M_{6-10} + M_{6-2}) \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = -(46,89 + 83,94) \cdot 0,5 = -66,915 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поскольку рама симметрична, можем записать:

$$M_{23-22} = M_{23-24} = 18,755 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_{19-18} = M_{19-20} = 52,98 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{15-14} = M_{15-16} = 53,96 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_{11-10} = M_{11-12} = -3,71 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{7-6} = M_{7-8} = -66,915 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Полная эпюра изгибающих моментов, соответствующая 2-ой форме колебания рамы, показана на рис. 3.10.

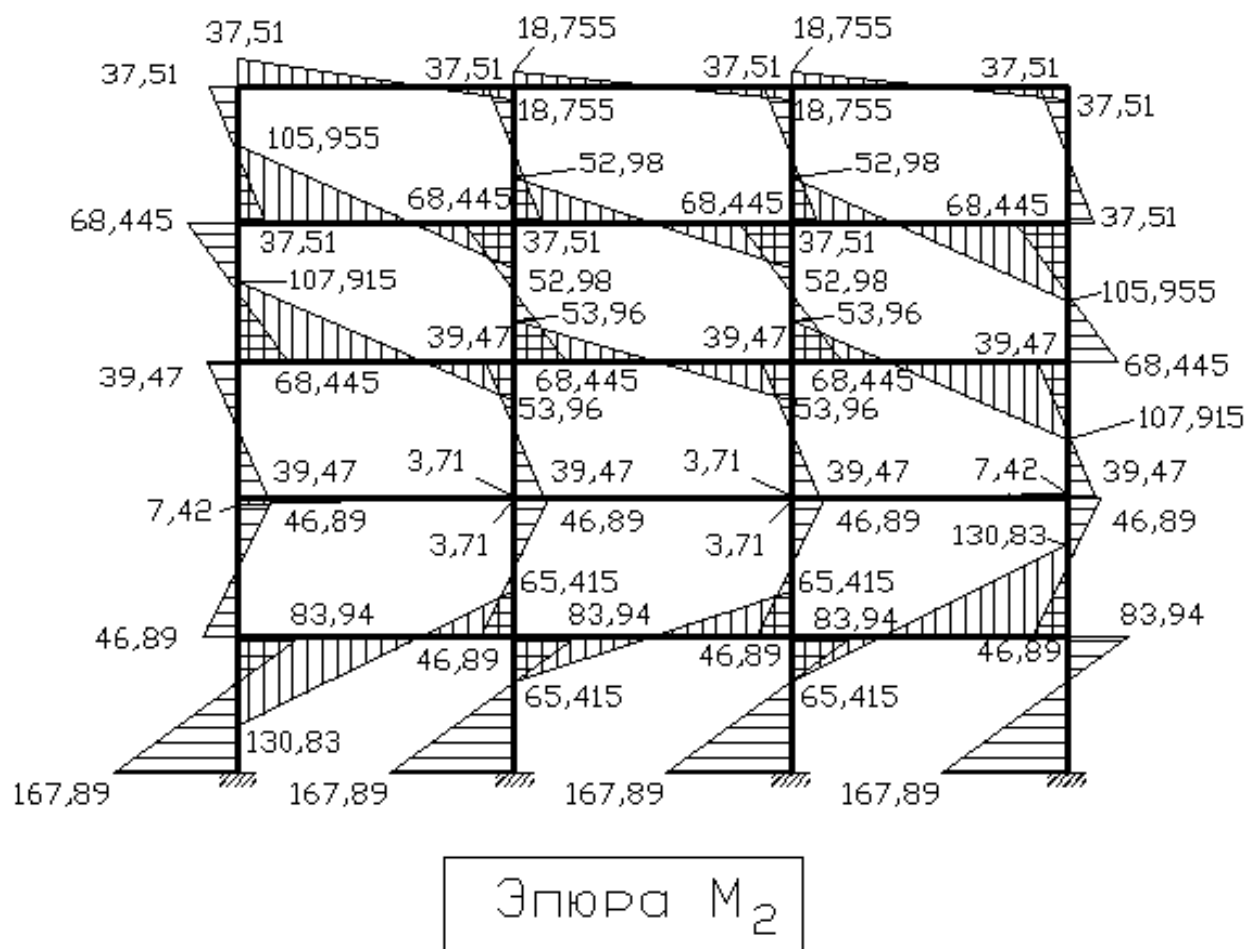


Рис. 3.10. Эпюра изгибающих моментов в раме при 1-ой форме колебаний

Рассмотрим загрузение рамы сейсмическими силами, соответствующими **3-ой форме** колебаний (рис. 3.11а).

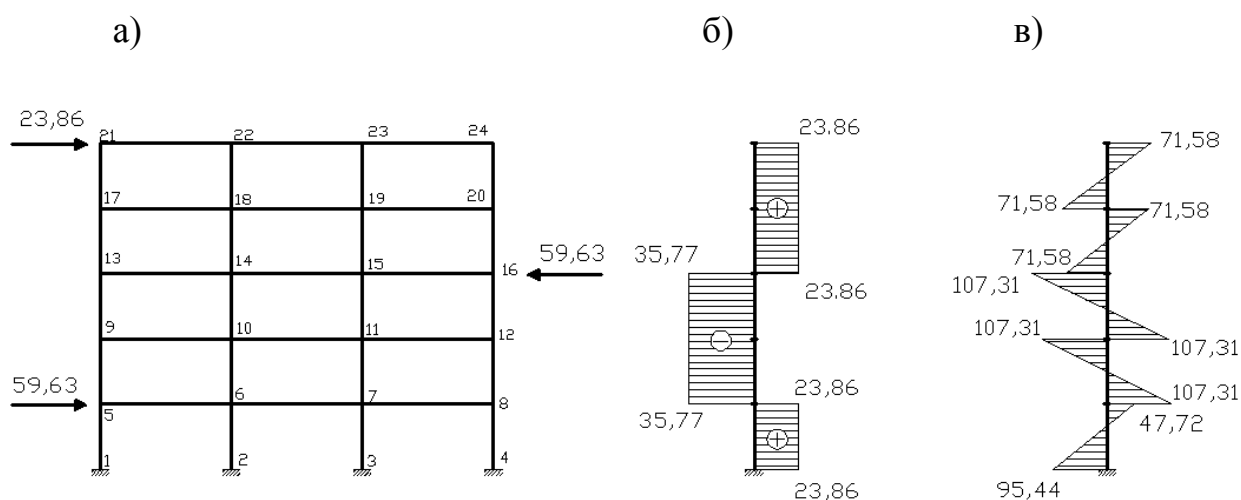


Рис. 3.11: а) схема загрузки рамы, соответствующая 1-ой форме колебаний; б) эпюра суммарных поперечных сил; в) эпюра суммарных изгибающих моментов

Сумма вышележащих горизонтальных сил:

$$\text{на 5-м и 4-ом этажах: } \sum Q_5 = \sum Q_4 = S_{35} = 23,86 \text{ кН};$$

на 3-м и 2-ом этажах:

$$\sum Q_3 = \sum Q_2 = S_{35} + S_{33} = 23,85 - 59,63 = -35,77 \text{ кН};$$

$$\text{на 1-ом: } \sum Q_1 = S_{35} + S_{33} + S_{31} = 23,86 - 59,63 + 59,63 = 23,86 \text{ кН}.$$

Эпюра суммарных поперечных сил, для консольного стержня, моделирующего работу одновременно всех стоек рамы, показана на рис. 3.11б.

Полагая, что точки нулевых моментов расположены посередине высоты стоек, определим моменты в верхнем и нижнем сечении стоек путем умножения приходящейся на эти стойки суммарной поперечной силы на плечо, равное половине высоты этажа. Для стоек 5-го этажа:

$$\sum M_5 = \frac{\sum Q_5 \cdot h}{2} = \frac{23,86 \cdot 6}{2} = 71,58 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\text{4-го этажа } \sum M_4 = \frac{\sum Q_4 \cdot h}{2} = \frac{23,86 \cdot 6}{2} = 71,58 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\text{3-го этажа } \sum M_3 = \frac{\sum Q_3 \cdot h}{2} = \frac{-35,77 \cdot 6}{2} = -107,31 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\text{2-го этажа } \sum M_2 = \frac{\sum Q_3 \cdot h}{2} = \frac{-35,77 \cdot 6}{2} = -107,31 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для 1-го этажа полагаем, что нулевые моментные точки расположены на расстоянии  $2/3 h$  от нижнего сечения стоек. Тогда для верхнего сечения стоек 1-го этажа:

$$\sum M_1^g = \frac{1}{3} \sum Q_1 \cdot h = \frac{1}{3} \cdot 23,86 \cdot 6 = 47,72 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$\text{для нижнего сечения: } \sum M_1^H = \frac{2}{3} \sum Q_1 \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 23,86 \cdot 6 = 95,44 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Эпюра суммарных усилий, воспринимаемых одновременно всеми стойками, показана на рис. 3.11в. На ее основе построим эпюру изгибающих моментов для стоек рамы (рис. 3.12):

**– в опорном сечении стоек первого этажа:**

$$M_{1-5} = M_{2-6} = M_{3-7} = M_{4-8} = \frac{s_1}{s} \sum M_1^H = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot 95,44 = 23,86 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

*в верхнем сечении:*

$$M_{5-1} = M_{6-2} = M_{7-3} = M_{8-4} = \frac{s_1}{s} \sum M_1^B = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot 47,72 = 11,93 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

**– в верхнем и нижнем сечении стоек второго этажа:**

$$\begin{aligned} M_{5-9} = M_{6-10} = M_{7-11} = M_{8-12} = M_{9-5} = M_{10-6} = M_{11-17} = M_{12-8} = \\ = \frac{s_1}{s} \sum M_2 = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot (-107,31) = -26,82 \text{ кН}\cdot\text{м}; \end{aligned}$$

**– в верхнем и нижнем сечении стоек третьего этажа:**

$$\begin{aligned} M_{9-13} = M_{10-14} = M_{11-15} = M_{12-16} = M_{13-9} = M_{14-10} = M_{15-11} = M_{16-12} = \\ = \frac{s_1}{s} \sum M_3 = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot (-107,31) = -26,82 \text{ кН}\cdot\text{м}; \end{aligned}$$

**– в верхнем и нижнем сечении стоек четвертого этажа:**

$$\begin{aligned} M_{13-17} = M_{14-18} = M_{15-19} = M_{16-20} = M_{17-13} = M_{18-14} = M_{19-15} = M_{20-16} = \\ = \frac{s_1}{s} \sum M_4 = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot 71,58 = 17,895 \text{ кН}\cdot\text{м}; \end{aligned}$$

**– в верхнем и нижнем сечении стоек пятого этажа:**

$$\begin{aligned} M_{17-21} = M_{18-22} = M_{19-23} = M_{20-24} = M_{21-17} = M_{22-18} = M_{23-19} = M_{24-20} = \\ = \frac{s_1}{s} \sum M_5 = \frac{s_1}{4 \cdot s_1} \cdot 71,58 = 17,895 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

Определив моменты в стойках, переходим к определению моментов в узловых сечениях ригелей. Изгибающие моменты в ригелях у крайних узлов равны сумме моментов в примыкающих стойках с обратным знаком:

$$M_{21-22} = -M_{21-17} = -17,895 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_{24-23} = -M_{24-20} = -17,895 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{17-18} = -(M_{17-21} + M_{17-13}) = -(17,895 + 17,895) = -35,79 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{13-14} = -(M_{13-17} + M_{13-9}) = 26,82 - 17,895 = 8,925 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{9-10} = -(M_{9-13} + M_{9-5}) = 26,82 + 26,82 = 53,64 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{5-6} = -(M_{5-9} + M_{5-1}) = 26,82 - 11,93 = 14,89 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{24-23} = -17,895 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_{20-19} = -35,79 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_{16-15} = 8,95 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{12-11} = 53,64 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_{8-7} = 14,89 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для определения изгибающих моментов в ригелях у средних узлов рамы, сумму моментов в примыкающих к узлу стойках распределяем с обратным знаком по смежным пролетам ригеля пропорционально их погонным жесткостям. В нашем примере жесткости всех ригелей равны  $r_l = 16533,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

Следовательно:

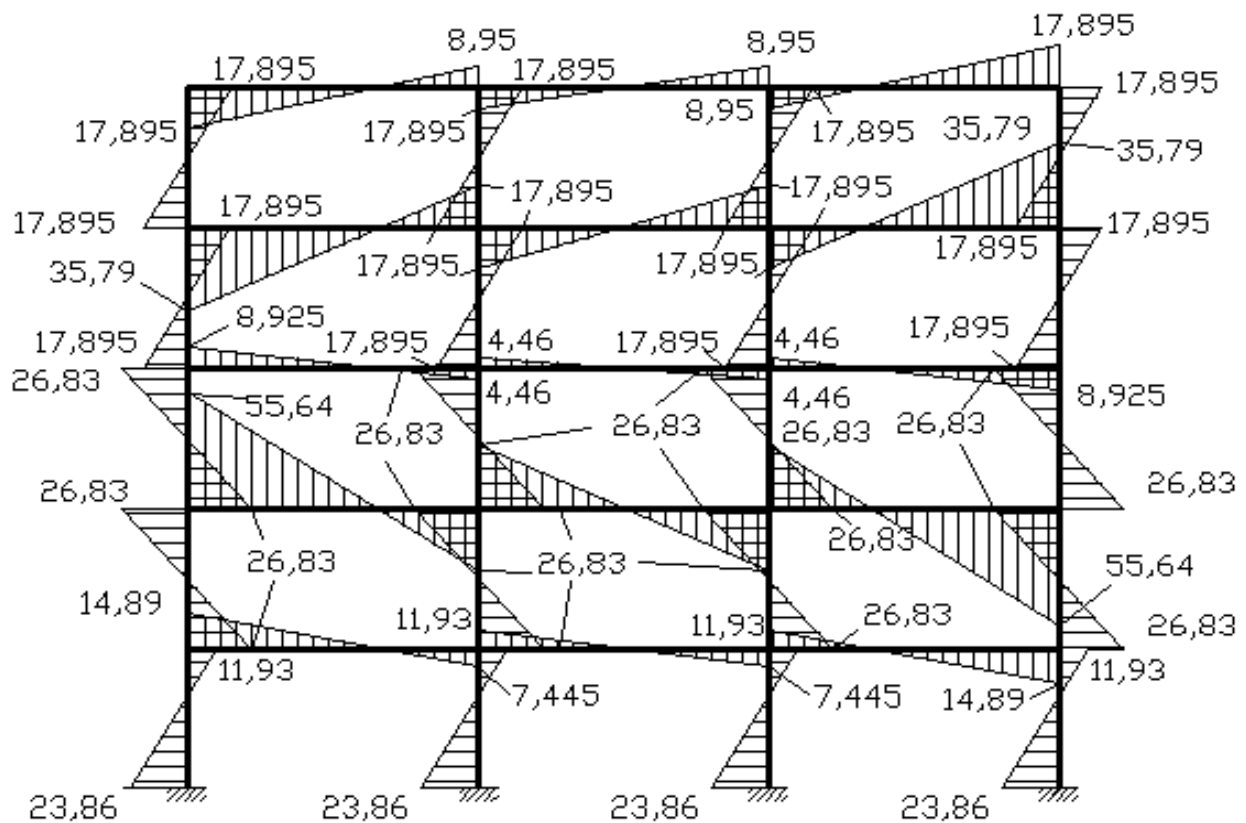
$$M_{22-21} = M_{22-23} = -M_{22-18} \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = -17,895 \cdot \frac{16533,3}{16533,3 + 16533,3} = -17,895 \cdot 0,5 = -8,95 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{18-17} = M_{18-19} = -(M_{18-22} + M_{18-14}) \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = -(17,895 + 17,895) \cdot 0,5 = -17,895 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{14-13} = M_{14-15} = -(M_{14-18} + M_{14-10}) \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = (26,82 - 17,895) \cdot 0,5 = 4,46 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{10-9} = M_{10-11} = -(M_{10-14} + M_{10-6}) \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = (26,82 + 26,82) \cdot 0,5 = 26,83 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-5} = M_{6-7} = -(M_{6-10} + M_{6-2}) \cdot \frac{r_1}{r_1 + r_1} = (26,82 - 11,93) \cdot 0,5 = 7,445 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$



Эпюра  $M_3$

Рис. 3.12. Эпюра изгибающих моментов в раме при 3-ей форме колебаний

Поскольку рама симметрична, можем записать:

$$M_{23-22} = M_{23-24} = -8,95 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{19-18} = M_{19-20} = -17,895 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{15-14} = M_{15-16} = 4,46 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{11-10} = M_{11-12} = 26,82 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{7-6} = M_{7-8} = 7,445 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Полная эпюра изгибающих моментов, соответствующая 3-ей форме колебания рамы, показана на рис. 3.12.

Определение окончательных (суммарных) усилий в элементах рамы от действия сейсмических сил проводятся по формулам (1.13). Покажем принцип использования этих формул на примере. Например, необходимо определить значения изгибающих моментов в основании левой нижней стойки рамы (сечение 1-1 на рис. 3.2) и в опорном сечении крайнего ригеля 1-го этажа (сечение 2-2).

В сечении 1-1:

$$M_S^{1-1} = \sqrt{\sum_{i=1}^n M_i^2} = \sqrt{681,04^2 + 167,89^2 + 23,86^2} = 701,83 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

В сечении 2-2:

$$M_S^{2-2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n M_i^2} = \sqrt{761,33^2 + 130,83^2 + 14,89^2} = 772,63 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Значения поперечных и продольных усилий в этих сечениях определяются по аналогии на основе соответствующих эпюр  $Q$  и  $N$  (в данном учебно-методическом пособии не приводятся).

### 3.5. Определение усилий в раме от действия особого сочетания нагрузок

Определение усилий в элементах рамы от особого сочетания нагрузок, проводится по формулам (1.14). На рис. 3.14 показана эпюра моментов от действия вертикальных статических нагрузок. Видим, что в сечениях 1-1 и 2-2 (положение сечений показано на рис. 3.2) соответствующие моменты имеют значения:

$$M_{стат}^{1-1} = 53,42 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad M_{стат}^{2-2} = 261,92 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тогда, усилия от особого сочетания нагрузок в сечении 1-1:

$$M^{1-1} = M_{стат}^{1-1} + M_S^{1-1} = 53,42 + 701,83 = 755,25 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в сечении 2-2:

$$M^{2-2} = M_{стат}^{2-2} + M_S^{2-2} = 261,92 + 772,63 = 1034,55 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Учитывая, что сейсмическое воздействие может действовать в любом направлении (и слева направо, и справа налево) и, соответственно, вызывать усилия разного знака, при сложении усилий от особого сочетания нагрузок этим знаком пренебрегаем. Сложение производим по модулю.

*Примечание.* При выполнении РГР эпюры от статических нагрузок и расположение расчетных сечений принимать на основании приложения 4.

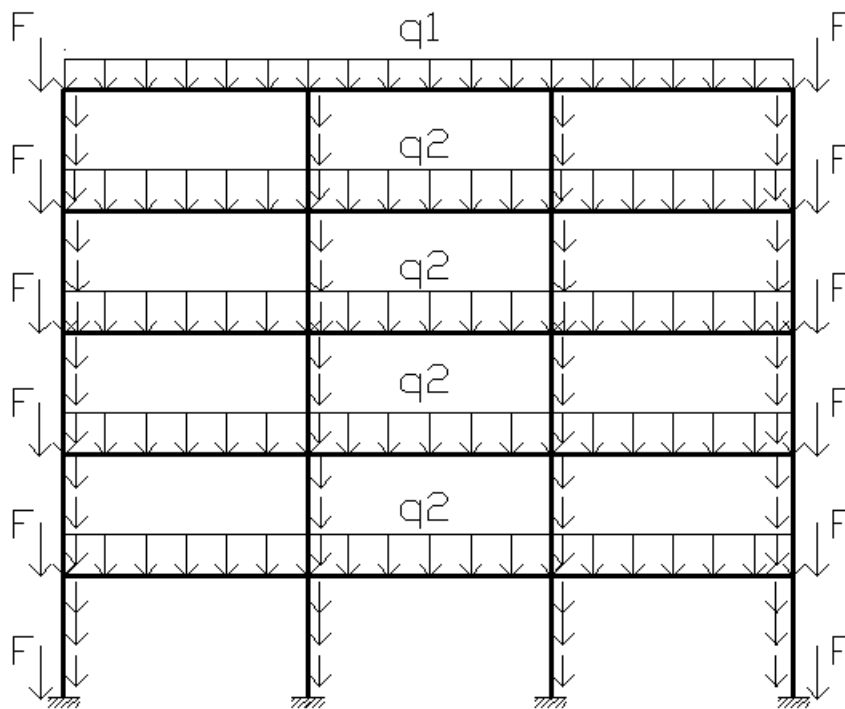


Рис. 3.13. Расчетная схема рамы при действии вертикальных статических нагрузок (от веса собственного веса конструкции и временной нагрузки на перекрытия)

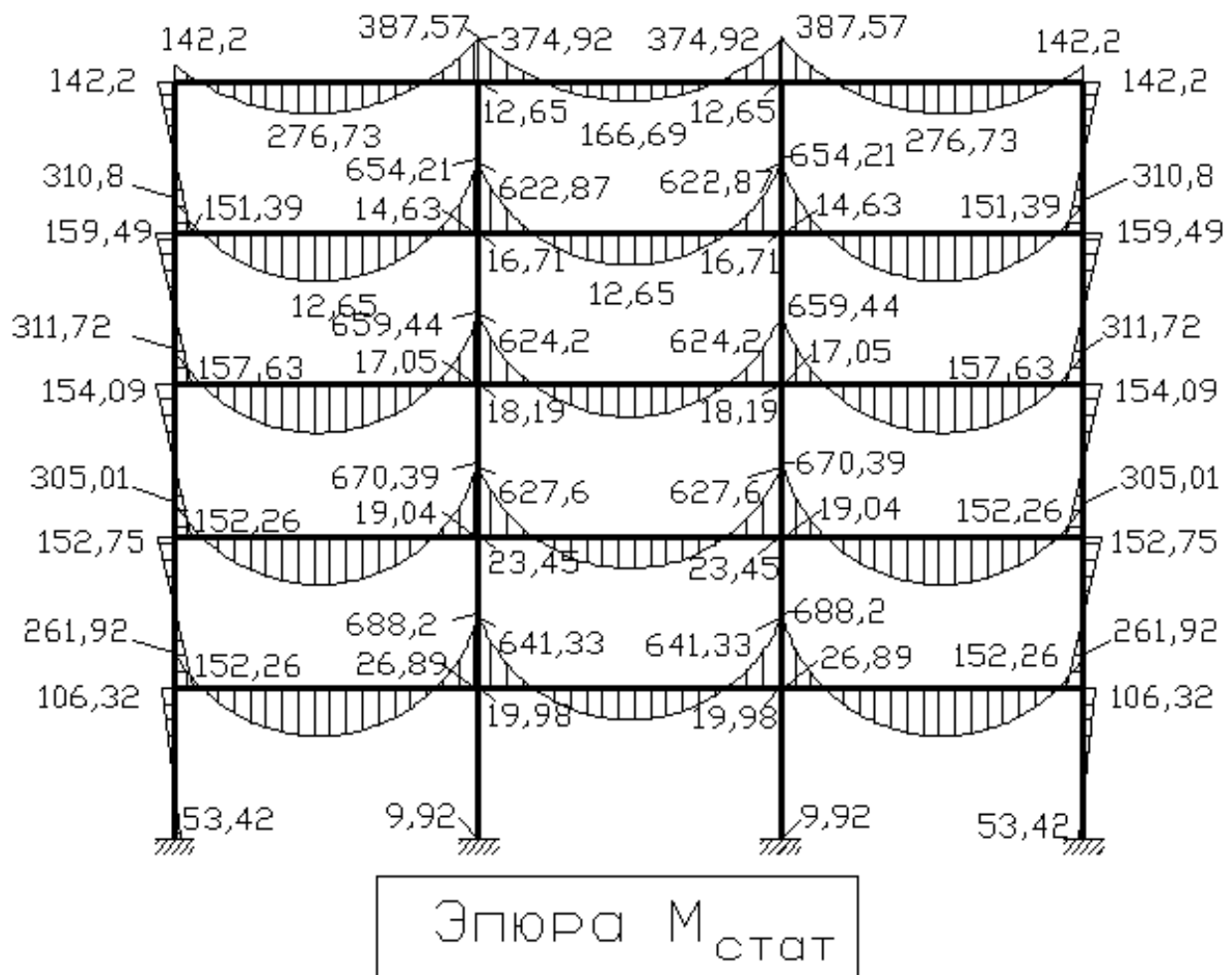


Рис. 3.14. Эпюра изгибающих моментов в раме от действия вертикальных нагрузок

## ЛИТЕРАТУРА

1. СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах (актуализированный СНиП II-7-81\*).
2. Шакирзянов Р.А. Основы динамического расчета сооружений: учебное пособие. – Казань: КИСИ, 1994. – 84 с.
3. Шакирзянов Р.А. Динамика и устойчивость сооружений [Электронный ресурс]: учебное пособие / Р.А. Шакирзянов, Ф.Р. Шакирзянов. – Казань: Казанский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2013. – 120 с.
4. Пособие по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах (к СНиП II-7-81\*)/ ЦНИИПромзданий. – М.: Стройиздат, 1985.
5. Бычков Д.В., Клейн Г.К., Афанасьев А.М., Локкенберг Л.К., Портаев Л.П., Челбаева Е.М., Гусев Б.М. Руководство к практическим занятиям по строительной механике. – М., 1959. – 328 с.
6. Байков В.Н., Силалав Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
7. Бондаренко В.М., Римшин В.И. Примеры расчета железобетонных конструкций. – М.: Высшая школа, 2007. – 567 с.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

### Приложение 1

#### Исходные данные к задаче 1

**на тему: «Определение усилий в раме одноэтажного производственного бескранового здания от действия сейсмических нагрузок»**

– Дано производственное здание, бескрановое. Все параметры здания необходимо принимать по таблице П.1.1 на основании шифра. Шифр выдается преподавателем. План и разрез здания необходимо отобразить самостоятельно. Пример отображения показан на рис. 2.1а, 2.1б.

– По назначению здание относится к объектам, в конструкциях которого могут быть допущены остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, затрудняющие нормальную эксплуатацию, но обеспечивающие сохранность жизни людей и оборудования.

– Каркас состоит из железобетонных колонн и решетчатых балок (ферм). Колонны торцевого фахверка приняты составными из железобетонной нижней части сечением 300×300 мм и стальной верхней части таврового сечения. Покрытие из крупнопанельных ребристых плит. Кровля рулонная. Стены из керамзитобетонных панелей толщиной 240 мм.

– Снеговой район IV.

– Параметры сейсмического воздействия принимать по табл. П.1.1 на основании шифра.

**Требуется** определить усилия в поперечной раме здания по расчетной (заданной) оси от действия сейсмической силы.

Таблица П.1.1

| Цифра шифра   | 1       | 2       | 3       | 4       | 5       | 6       | 7       |
|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Сейсмичность района<br>(1-ая цифра)   | 7       | 8       | 9       | –       | –       | –       | –       |
| Категория грунта<br>(2-ая цифра)  | I       | II      | III     | IV      | II      | III     | IV      |
| Ширина пролета, м<br>(3-я цифра)  | 12      | 18      | 24      | 30      | 36      | 6       | 24      |
| Количество пролетов<br>(4-ая цифра)   | 1       | 2       | 3       | 4       | 1       | 2       | 3       |
| Шаг колонн<br>(2-ая цифра)  | 6       | 12      | 9       | –       | –       | –       | –       |
| Высота от пола до низа<br>стропильной конструкции<br>H, м (4-я цифра)             | 4.2     | 4.8     | 7.2     | 6.0     | 5.4     | 7.8     | 8.4     |
| Длина здания<br>(температурного блока), м<br>(4-ая цифра)                         | 54      | 60      | 66      | 72      | 48      | 36      | 42      |
| Вес балки (фермы), кН<br>(5-ая цифра)   | 47      | 92      | 110     | 54      | 85      | 50      | 121     |
| Класс бетона крайней<br>колонны (4-ая цифра)                                      | B15     | B20     | B25     | B30     | B15     | B20     | B25     |
| Класс бетона средней<br>колонны (5-ая цифра)                                      | B30     | B35     | B45     | B30     | B35     | B45     | B30     |
| Сечение колонн<br>(5-ая цифра)  | 600x600 | 400x400 | 500x500 | 300x500 | 400x500 | 400x600 | 500x600 |
| Расстояние от верха<br>колонны до верха<br>парапетной панели h, м<br>(3-ая цифра) | 1,5     | 1,8     | 2,1     | 1,5     | 1,8     | 2,1     | 1,5     |
| Расчетная ось<br>(1-ая цифра)   | 3       | 2       | 1       | –       | –       | –       | –       |



**Справочные данные**

Таблица П.1.2

**Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и  
растяжении  
при классе бетона по прочности на сжатие**  
(табл. 6.11 СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции.  
Основные положения»)

| Класс                        | B15  | B20  | B25  | B30  | B35  | B40  | B45  |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $E_b, \text{мПа} \cdot 10^3$ | 24,0 | 27,5 | 30,0 | 32,5 | 34,5 | 36,0 | 37,0 |

**Исходные данные к задаче 2****на тему: Определение усилий в раме многоэтажного каркасного здания при действии особого сочетания нагрузок**

– Дано четырехэтажное производственное каркасное здание, имеющее симметричную форму в плане и равномерное распределение жесткостей. В поперечном направлении горизонтальные силы воспринимаются поперечными рамами, в продольном – диафрагмами жесткости. Параметры здания принимать по табл. П.1.3 на основании шифра, выданного преподавателем.

– По назначению здание относится к объектам, в конструкциях которого могут быть допущены остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, затрудняющие нормальную эксплуатацию, но обеспечивающие сохранность жизни людей и оборудования.

– Параметры сейсмического воздействия принимать по табл. П.1.3 на основании шифра, выданного преподавателем.

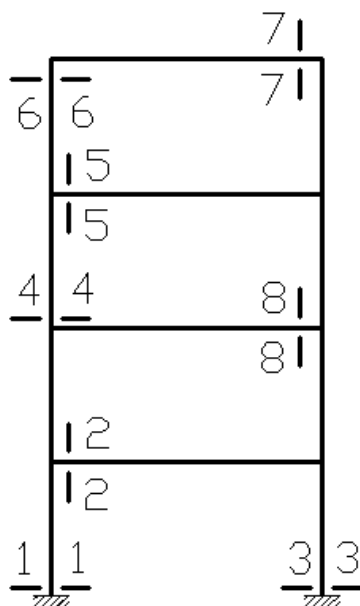
**Требуется** определить сейсмические нагрузки, действующие на типовую поперечную раму здания и усилия от их воздействия в заданных сечениях.

Таблица П.1.3

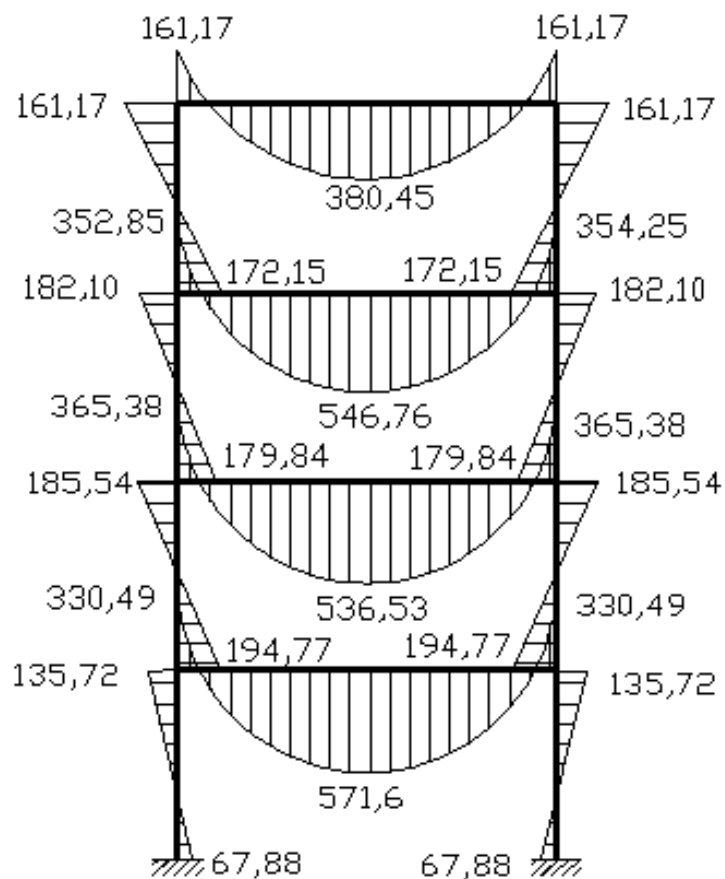
Исходные данные для решения задачи 2

| Цифра шифра   | 1          | 2          | 3          | 4          | 5          | 6          | 7          |
|---|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Сейсмичность района<br>(1-ая цифра)   | 7          | 8          | 9          | –          | –          | –          | –          |
| Категория грунта<br>(2-ая цифра)  | I          | II         | III        |            |            |            |            |
| Ширина пролета, м<br>(5-я цифра)  | 6          | 9          | 12         | 6          | 9          | 12         | 6          |
| Количество пролетов<br>(4-ая цифра)   | 1          | 2          | 3          | 4          | 5          | 1          | 2          |
| Высота этажа<br>(5-ая цифра)  | 3,3        | 3,6        | 4,2        | 4,8        | 6,0        | 5,4        | 3,3        |
| Жесткость колонны,<br>(EI) <sub>к</sub> (кН·м <sup>2</sup> )<br>(4-я цифра) | 54000      | 65125      | 60012      | 68999      | 70000      | 59000      | 71000      |
| Жесткость ригеля,<br>(EI) <sub>р</sub> (кН·м <sup>2</sup> )<br>(4-я цифра)  | 188400     | 200000     | 188400     | 170000     | 210000     | 199000     | 160000     |
| Вес среднего яруса,<br>Q (кН)<br>(5-ая цифра)                               | 2000       | 2100       | 2500       | 3000       | 3050       | 2430       | 2800       |
| Вес верхнего яруса,<br>Q (кН)<br>(5-ая цифра)                               | 950        | 1200       | 1000       | 1100       | 1250       | 1550       | 1800       |
| Расчетные сечения<br>(4-ая цифра)   | 1-1<br>2-2 | 3-3<br>4-4 | 1-1<br>4-4 | 7-7<br>5-5 | 8-8<br>6-6 | 7-7<br>6-6 | 5-5<br>6-6 |

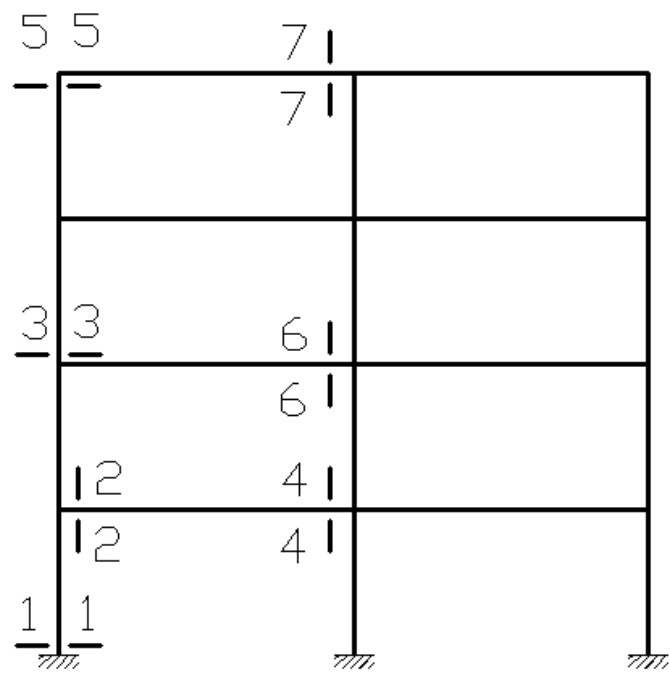
**Эпюры моментов в рамах при действии вертикальных статических нагрузок**



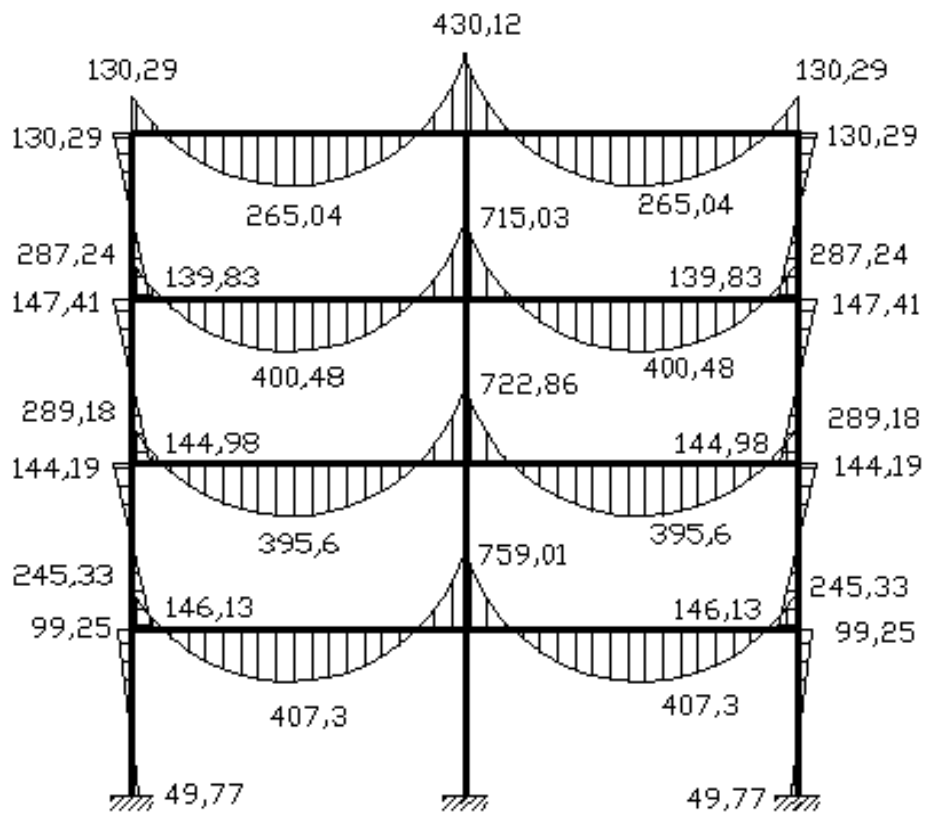
Положение расчетных сечений



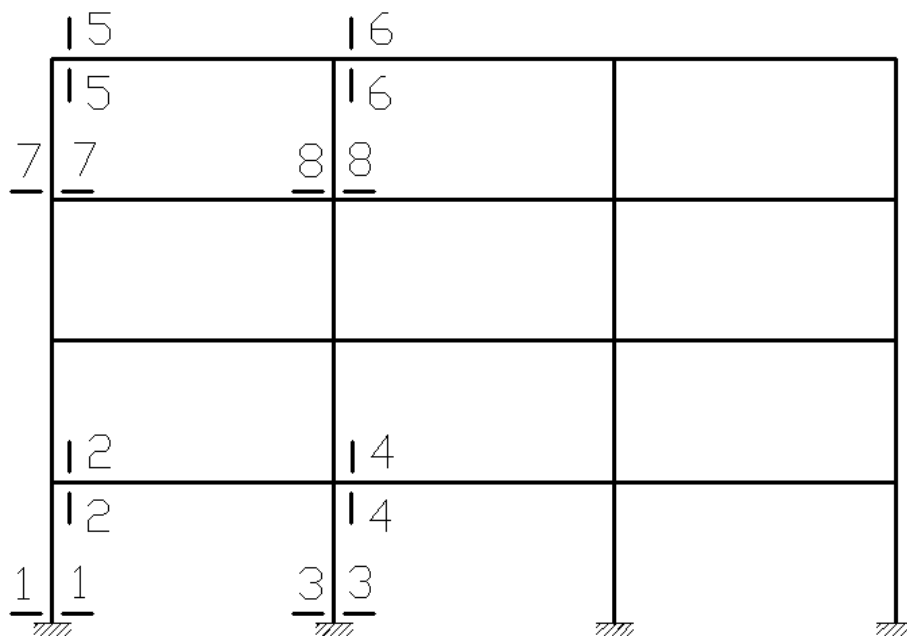
Эпюра  $M_{\text{стат}}$



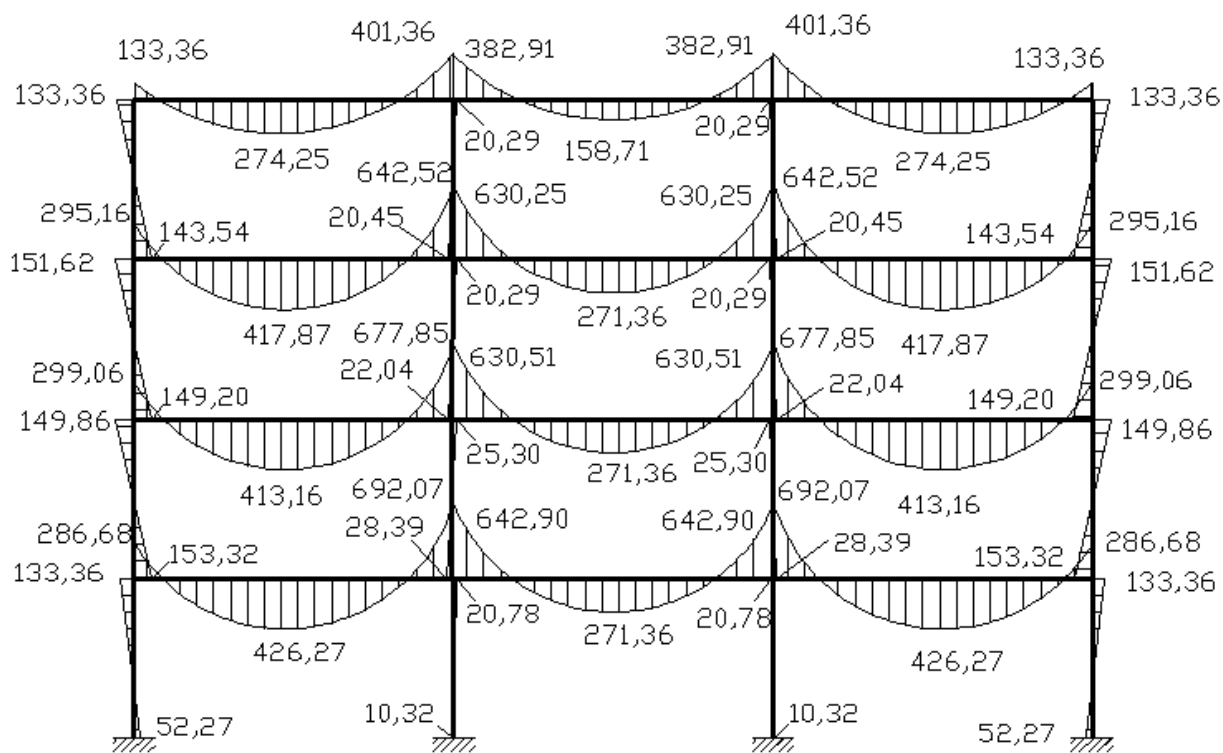
Положение расчетных сечений



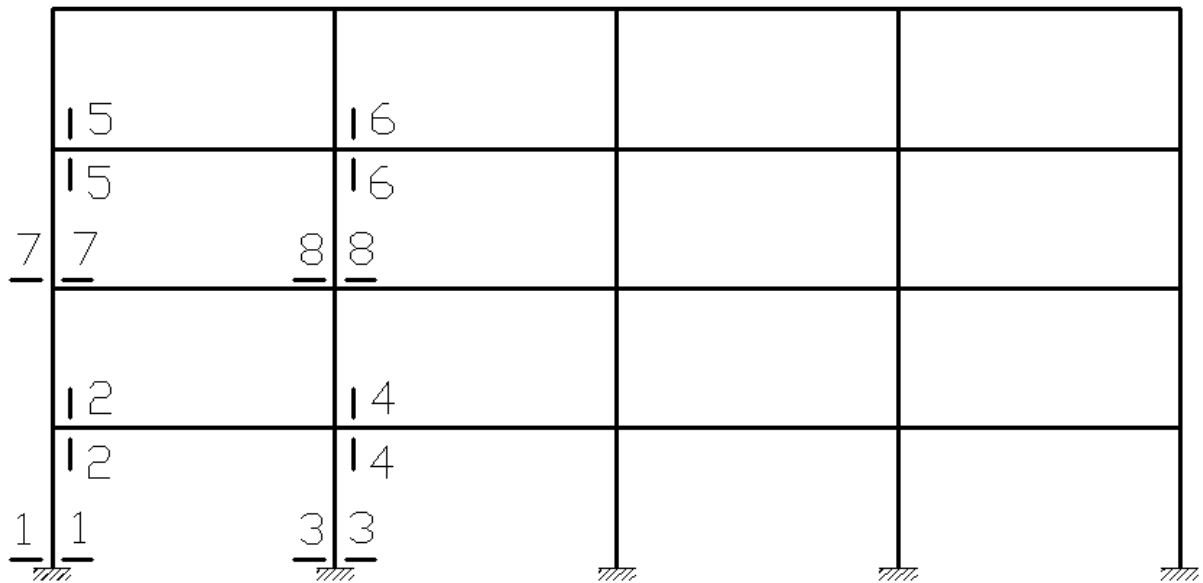
Эпюра  $M_{\text{стат}}$



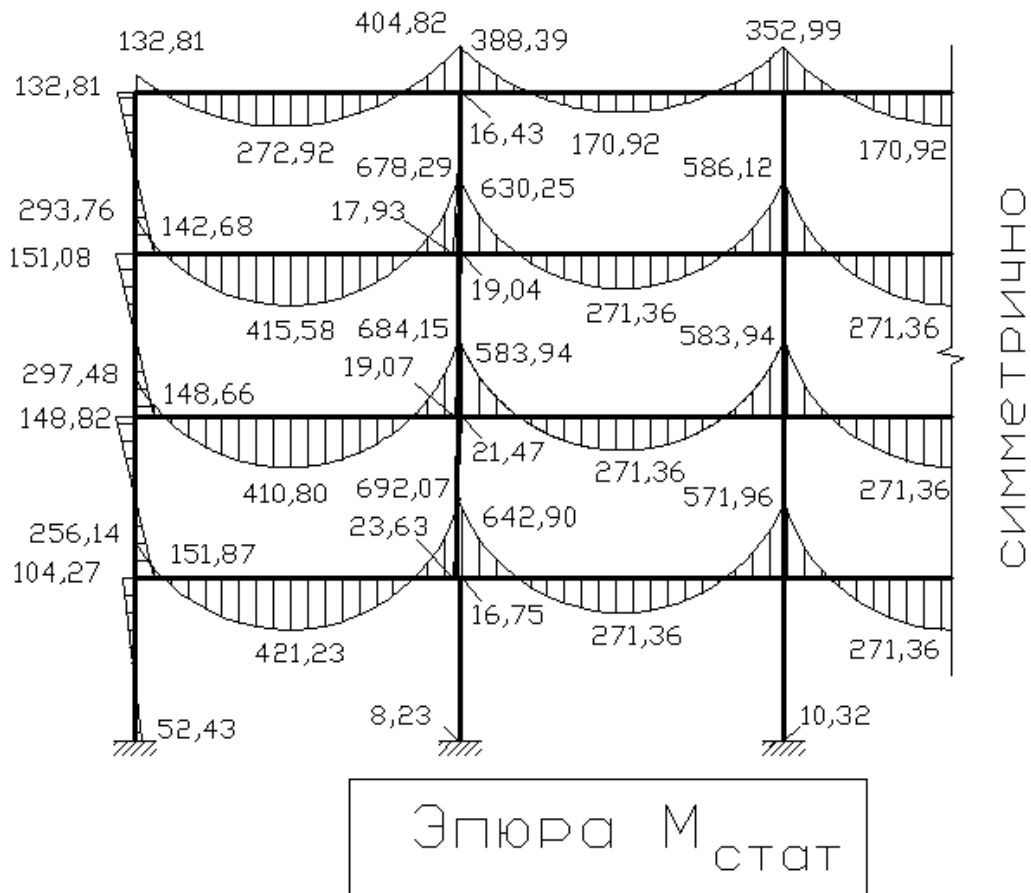
Положение расчетных сечений

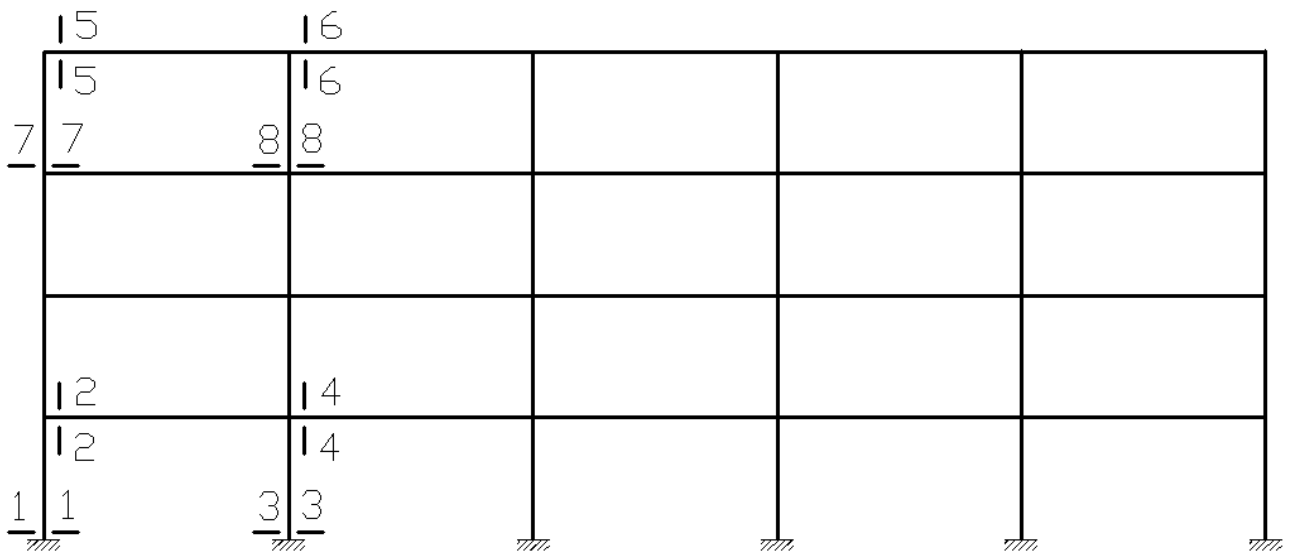


Эпюра  $M_{\text{стат}}$

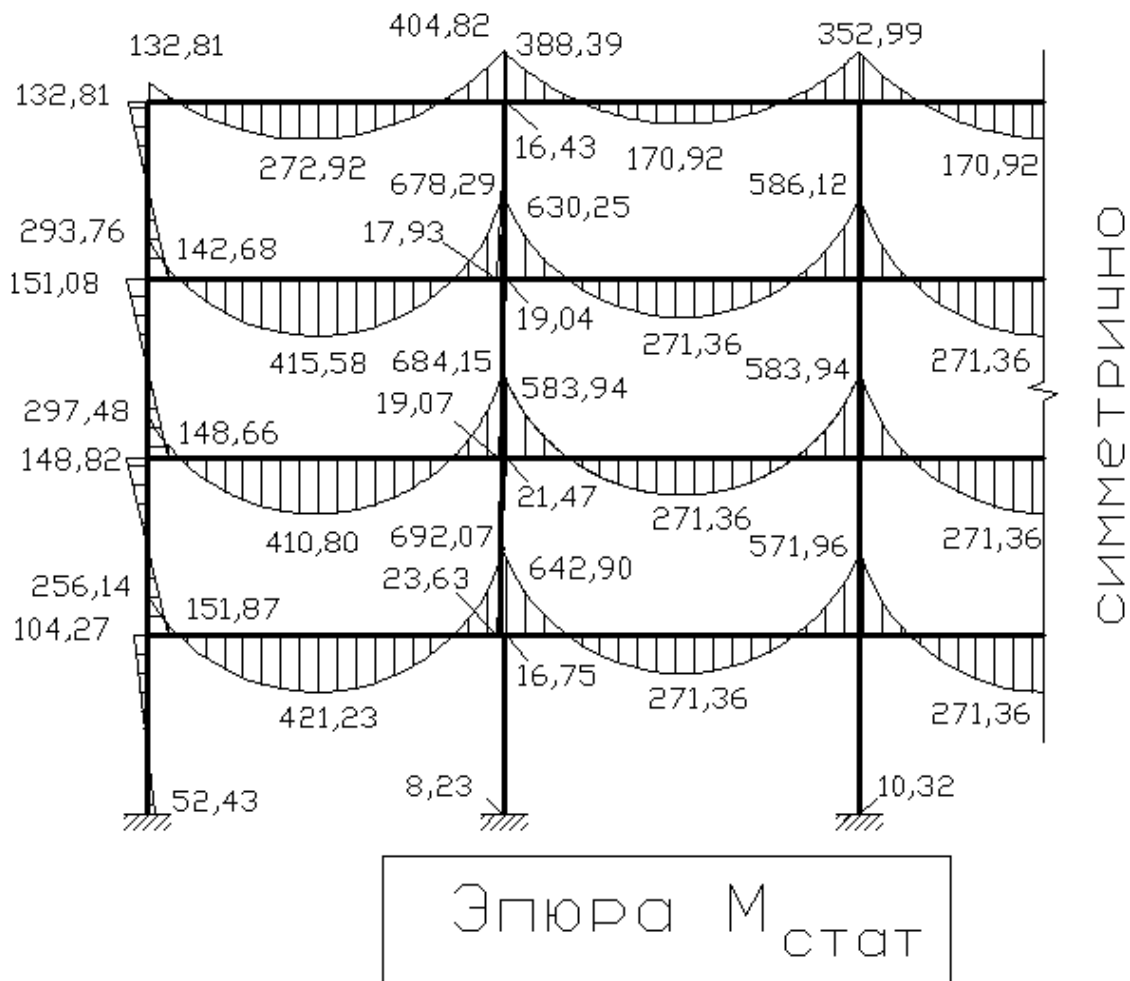


Положение расчетных сечений





Положение расчетных сечений



Нуриева Дания Мансуровна

**РАСЧЁТ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ  
НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ**

Учебно-методическое пособие для студентов  
строительных специальностей и направлений подготовки  
08.03.01, 08.05.01