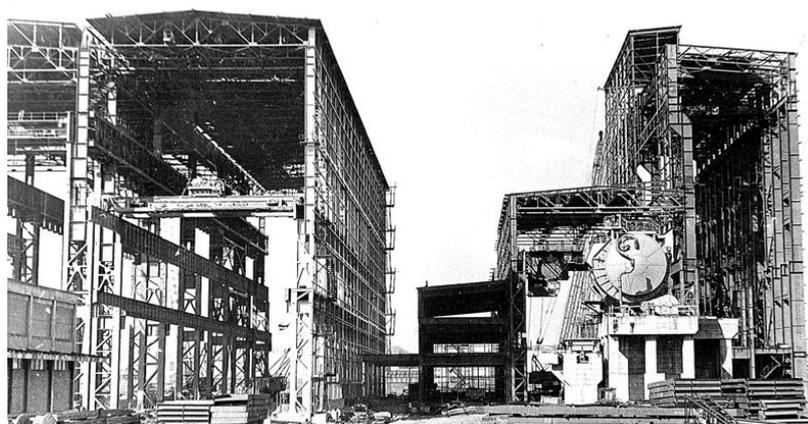


КАРКАС ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ. РАСЧЁТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ



◆ Издательство ТГТУ ◆

Министерство образования и науки Российской Федерации
ГОУ ВПО «Тамбовский государственный технический университет»

КАРКАС ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ. РАСЧЁТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Методические указания к выполнению курсового проекта
по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку»
для студентов 4 и 5 курсов специальности 270102
дневной и заочной формы обучения



Тамбов
Издательство ТГТУ
2008

УДК 624.014.2
ББК Н549
У545

Утверждено Редакционно-издательским советом университета

Рецензент

Доктор технических наук, профессор, советник РААСН
В.В. Леденёв

Составители:

О.В. Умнова, О.В. Евдокимцев

У545

Каркас одноэтажного производственного здания. Расчёт поперечной рамы : метод. указ. / сост. :
О.В. Умнова, О.В. Евдокимцев. – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2008. – 32 с. – 50 экз.

Содержат сведения по составу и порядку выполнения курсового проекта «Каркас одноэтажного производственного здания» по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку».

Предназначены для студентов 4 и 5 курсов дневной и заочной формы обучения, изучающих дисциплину «Металлические конструкции, включая сварку» по специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство».

УДК 624.014.2

ББК Н549

© ГОУ ВПО «Тамбовский государственный
технический университет» (ТГТУ), 2008

Учебное издание

**КАРКАС ОДНОЭТАЖНОГО
ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ.
РАСЧЁТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ**

Методические указания

Составители:

УМНОВА Ольга Владимировна,
ЕВДОКИМЦЕВ Олег Владимирович

Редактор Т.М. Г л и н к и н а
Инженер по компьютерному макетированию Т.Ю. З о т о в а

Подписано в печать 16.12.2008
Формат 60 × 84 / 16. 1,86 усл. печ. л. Тираж 50 экз. Заказ № 562

Издательско-полиграфический центр ТГТУ
392000, Тамбов, Советская, 106, к. 14

ВВЕДЕНИЕ

Методические указания предназначены для студентов специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство» при выполнении ими курсового проекта «Стальной каркас одноэтажного производственного здания». Они имеют цель ознакомить студентов с составом курсового проекта и объёмом работ по каждому его разделу. Подробно изложены вопросы компоновки поперечной рамы, определения нагрузок на раму, статический расчёт рамы на ЭВМ, составления расчётного сочетания нагрузок.

1. СОДЕРЖАНИЕ И ПОРЯДОК ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Курсовой проект «Стальной каркас одноэтажного производственного здания» выполняется в рамках дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку». Каждый студент выполняет его по индивидуальному заданию (в соответствии с шифром варианта по прил. 1 определяются данные для проектирования), в котором указаны основные размеры здания, грузоподъёмность и режим работы мостового крана, район строительства и другие данные.

Основными задачами курсового проектирования являются:

- закрепление теоретических знаний, полученных при изучении разделов курса «Металлические конструкции, включая сварку»;
- ознакомление с методикой компоновки стальных каркасов производственных зданий;
- ознакомление с принципами расчёта поперечной рамы каркаса производственного здания;
- ознакомление с методикой расчёта металлических конструкций, образующих каркас здания.

В процессе проектирования студент разрабатывает проект одноэтажного производственного здания с несущими конструкциями, выполненными в металле, который состоит: из пояснительной записки с необходимыми обоснованиями принятых решений, двух листов чертежей формата А1.

Курсовой проект выполняют в следующем порядке.

1. Размещение колонн в плане (привязка к продольным и поперечным осям). Постановка связей по покрытию: по верхним и нижним поясам ферм с указанием в неизменяемых блоках вертикальных связевых ферм; размещение температурных швов (если есть); размещение неизменяемых блоков в пределах температурных отсеков. Постановка связей по колоннам: в надкрановой и подкрановой частях колонны.

2. Компоновка поперечной рамы производственного здания: назначение горизонтальных и вертикальных размеров поперечной рамы, решение узловых сопряжений ригеля с колонной и колонны с фундаментом.

3. Расчёт и конструирование подкрановой балки.

4. Определение нагрузок на поперечную раму: постоянные (от собственного веса кровли, связей, ферм, колонн, стенового ограждения); временные – от снега, ветра, мостовых кранов. При расчёте нагрузок необходимо учитывать коэффициент надёжности по уровню ответственности зданий и сооружений $\gamma_n = 0,95$, умножая на него нагрузки.

5. Статический расчёт поперечной рамы. На основании статического расчёта составляются основные расчётные сочетания нагрузок и усилий по характерным сечениям колонны.

6. Компоновка стропильной фермы: назначение типа решётки в ферме (если он не указан в задании на проектирование), тем самым определение расстояния между узлами фермы по верхнему и нижнему поясам, не забывая о привязке фермы к продольным разбивочным осям (желательна типовая привязка – 200 мм); разбиение фермы на отправочные марки

(2 или 3), длина отправочной марки не должна превышать 18 м.

7. Определение усилий в стержнях фермы: определение нагрузок, действующих на ферму; статический расчёт фермы с учётом допустимых упрощений (оси центров тяжести сечений пересекаются в узлах фермы в одной точке, в узлы вводятся шарниры, нагрузка приводится к узловой). По результатам статического расчёта фермы необходимо составить сочетания нагрузок и определить расчётные усилия в элементах фермы.

8. Подбор сечения стержней фермы, на основании принятых упрощений (см. п. 7), выполняют как центрально-сжатых или центрально-растянутых элементов, при этом необходимо стремиться к минимальному количеству типоразмеров сечений элементов фермы, но не увеличивая при этом сильно её массу (оптимально использовать не более 3 типоразмеров для поясов фермы и не более 5 – для решётки).

9. Расчёт и конструирование узлов фермы: опорные (верхнего и нижнего пояса), узлы изменения сечения нижнего и верхнего поясов, промежуточные узлы, монтажные узлы.

10. Подбор сечения верхней части колонны в виде прокатного или сварного двутавра.

11. Подбор сечения нижней части колонны (сплошного при $h_n \leq 1$ м или сквозного сечения при $h_n > 1$ м). Расчёт соединительной решётки для сквозного сечения.

12. Конструирование и расчёт узлов колонны: сопряжение верхней части колонны с нижней; база колонны.

13. Разработать графическую часть проекта. Объём графической части проекта – 2 листа формата А1.

Состав чертежей:

Лист 1

- План цеха на отметке головки кранового рельса (1:400, 1:600);
- Схема расположения связей по верхним и нижним поясам ферм (1:400, 1:600);
- Схема расположения связей по колоннам (1:400, 1:600);
- Поперечный разрез цеха (1:400, 1:200);

- Рабочие чертежи отправочных марок колонны (1:25, 1:50) с необходимыми сечениями и видами (1:10, 1:15, 1:20) или рабочий чертёж полурамы (1:50) с необходимыми сечениями верхней и нижней частей колонны (1:10, 1:15, 1:20);
- Рабочие чертежи узла сопряжения верхней части колонны с нижней и базы колонны в трех видах, узел примыкания фермы к колонне* в двух видах (1:10, 1:15, 1:20, 1:25);
- **Рабочий чертёж подкрановой балки (1:50);
- ***Спецификация металла на отправочные элементы, таблица отправочных марок.

Примечание: * при необходимости вынести на второй лист, пункты ** или *** можно вынести в пояснительную записку.

Лист 2

- Геометрическая схема фермы с указанием расчётных длин и усилий (1:200);
- Рабочий чертёж отправочной марки фермы (при 3-х отправочных марках вычертить крайнюю и среднюю) в четырёх видах (1:25, 1:50);
- Рабочие чертежи монтажных узлов верхнего и нижнего поясов, узлов изменения сечения по длине поясов в двух видах (1:20, 1:25);
- Спецификация металла на отправочные марки, таблица отправочных марок.

2. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА ЗДАНИЯ

Проектирование каркаса здания начинают с выбора конструктивной схемы и её компоновки. Наибольшее распространение в одноэтажных производственных зданиях получила каркасная рамно-связевая схема. Конструкции каркаса разделяют на две системы – поперечную, называемую обычно рамой, и продольную. К поперечной раме относятся связанные между собой в единую систему ригели покрытия (стропильные фермы) и колонны, а к продольным конструкциям – продольные вертикальные связи по колоннам и подкрановые балки, обеспечивающие устойчивость каркаса в продольном направлении. Для производственных зданий характерна жёсткая (рекомендуется применять в курсовом проекте) или шарнирная схема поперечной рамы – ригели соединяются с колоннами жёстко или шарнирно, а колонны соединяются с фундаментами жёстко.

Основные параметры здания – пролёт, высоту, длину назначают в соответствии с эксплуатационными и архитектурными требованиями. Эксплуатационные требования, отражающие прежде всего технологический процесс, формулируют в техническом задании.

При компоновке каркаса производственного здания с учётом модульности назначают размеры температурных блоков, решают вопросы расположения колонн здания в плане, выбирают схему поперечной рамы, назначают генеральные размеры основных конструктивных элементов каркаса, разрабатывают систему связей по покрытию и колоннам здания.

2.1. ОБЪЁМНО-ПЛАНИРОВОЧНОЕ РЕШЕНИЕ

Объёмно-планировочное решение производственного здания должно быть обусловлено производственно-технической схемой и отвечать требованиям унификации конструктивных элементов.

Одноэтажные здания следует проектировать с параллельно расположенными равными пролётами одинаковой высоты. Пролёт, высота помещений и шаг колонн принимают в соответствии с требованиями унификации стальных конструкций. Пролёт от 18 м и более назначают кратным 6 м; высоту помещений от 8,4 м и более – кратной 0,6 м; шаг колонн по крайним и средним модульным разбивочным осям от 6 м и более – кратный 6 м. Возможно применение пролётов кратных 3 м (15, 21, 27, 33), а также неунифицированных пролётов при индивидуальном проектировании. Если шаг колонн превышает шаг ферм, то устанавливают подстропильные фермы, на которые опирают стропильные фермы покрытия.

При больших размерах здания в плане в элементах каркаса могут возникать большие дополнительные деформации от изменения температуры. Для предупреждения появления дополнительных напряжений здание разрезают на отдельные блоки поперечными и продольными температурными швами. Расстояния l между температурными швами стальных каркасов одноэтажных зданий и сооружений, как правило, не должны превышать наибольших значений $l_{\text{н}}$, принимаемых по табл. 1. Поперечный температурный шов устраивается установкой двух не связанных между собой поперечных рам, смещённых с разбивочной оси на 500 мм в каждую сторону. Продольные швы расчленяют на температурные отсеки многопролётные здания путём установки дополнительных колонн.

1. Предельные размеры температурных блоков

Характеристика		Наибольшее расстояние $l_{\text{н}}$, м, между температурными швами для районов со средней месячной температурой воздуха, °С, в январе ¹			
		От +5 до 0	От –5 до –10	От –15 до –30	От –35 до –50
Здания и сооружения	Направления				

Отапливаемое здание	Вдоль блока	350	280	230	160
	Поперёк блока	230	180	150	110
Неотапливаемое здание	Вдоль блока	300	240	200	140
	Поперёк блока	180	150	120	90
Горячий цех	Вдоль блока	230	180	150	110
	Поперёк блока	140	120	100	75

¹ Районирование принимают по карте 5 прил. 5 к СНиП 2.01.07-85*.

Привязка колонн крайних рядов зданий с мостовыми кранами к продольным разбивочным осям – «250» или «500», т.е. наружные грани колонн смещают наружу по отношению к продольным разбивочным осям. Привязку размером $a = 500$ мм применяют для относительно высоких зданий с мостовыми кранами грузоподъёмностью от 100 т и более, а также если в верхней части колонны устраиваются проёмы для прохода, в остальных случаях $a = 250$ мм. Геометрические оси сечений колонн совмещают с поперечными разбивочными осями, кроме колонн в торцах здания и колонн, примыкающих к температурным швам, которые смещают с осей внутрь здания на 500 мм либо больший размер, кратный 250 мм. Колонны средних рядов, за исключением колонн, примыкающих к продольному температурному шву, располагают так, чтобы оси сечения колонн совпадали с поперечными и продольными разбивочными осями.

Размещение колонн каркаса при выполнении курсового проекта производится в соответствии с исходными данными. Схема размещения колонн и их привязка к продольным и поперечным разбивочным осям показана на рис. 1.

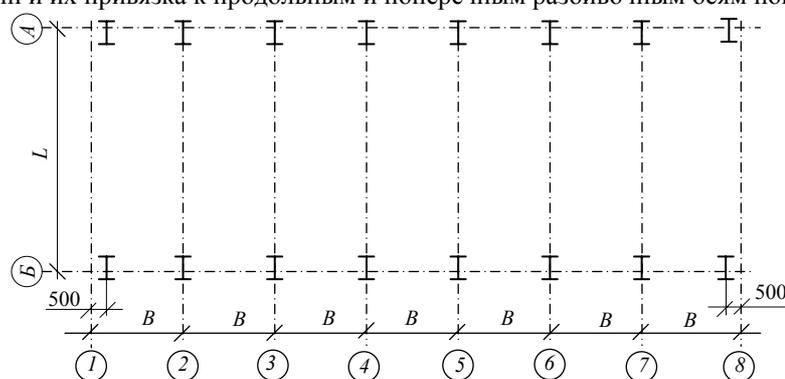


Рис. 1. Размещение колонн в плане

2.2. СВЯЗИ ПО ПОКРЫТИЮ И ПО КОЛОННАМ

Для обеспечения неизменяемости пространственной системы каркаса и устойчивости его сжатых элементов, восприятия и передачи на фундаменты нагрузок, действующих в продольном направлении, предусматривается система связей. В каждом температурном блоке здания предусматривают самостоятельную систему связей.

Связи – это важные элементы каркаса, которые необходимы для:

- обеспечения неизменяемости пространственной схемы каркаса и устойчивости её сжатых элементов;
- восприятия и передачи на фундаменты некоторых нагрузок (ветровых, горизонтальных, от кранов);
- обеспечения совместной работы поперечных рам при местных нагрузках (например, крановых);
- создания жёсткости каркаса, необходимой для обеспечения нормальных условий эксплуатации;
- обеспечения условий высококачественного и удобного монтажа.

Связи подразделяются на связи по колоннам и связи по покрытию.

Связи по покрытию: по верхним и нижним поясам ферм. Связи по фермам, создавая общую пространственную жёсткость каркаса, обеспечивают: устойчивость сжатых элементов ригеля из плоскости ферм; перераспределение местных нагрузок (например, крановых), приложенных к одной из рам, на соседние рамы; удобство монтажа; заданную геометрию каркаса; восприятие и передачу на колонны некоторых нагрузок.

Система связей по покрытию состоит из горизонтальных и вертикальных связей. Горизонтальные связи состоят из поперечных и продольных связей. Поперечные горизонтальные связевые фермы входят в состав неизменяемого связевого блока и предусматриваются в уровне верхнего и (или) нижнего пояса стропильных ферм в каждом пролёте здания по торцам температурных блоков (рис. 2). При длине температурного блока более 144 м предусматривают промежуточные связевые блоки.

Поперечные связи закрепляют продольные, а в торцах здания они необходимы и для восприятия ветровой нагрузки, направленной на торец здания.

Стропильные фермы, не примыкающие непосредственно к поперечным связевым блокам, раскрепляют в плоскости расположения этих связей распорками и растяжками. Прогоны могут рассматриваться как распорки, препятствующие смещению верхних узлов из плоскости фермы при условии, если они закреплены от продольных перемещений связями.

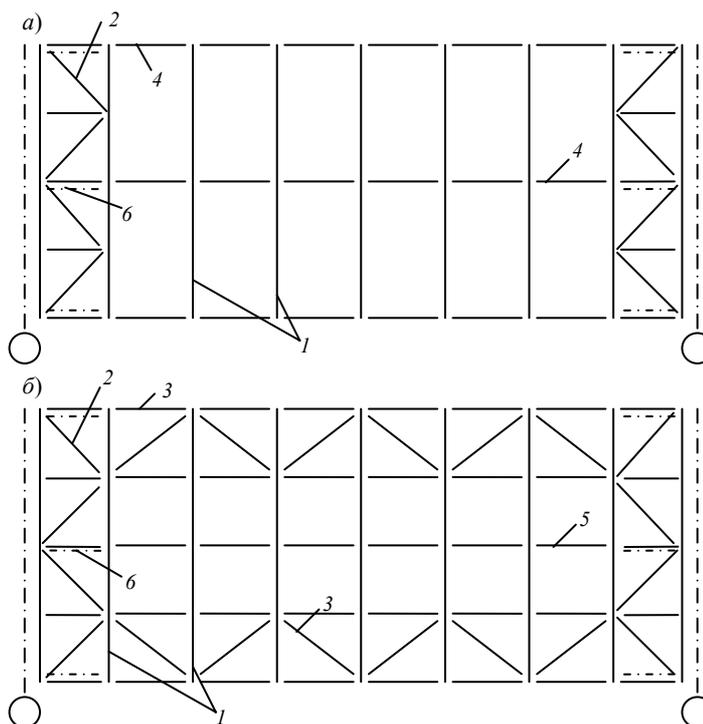


Рис. 2. Схема связей по верхним (а) и нижним (б) поясам ферм:
 1 – стропильная ферма; 2 – поперечная связевая ферма;
 3 – продольная связевая ферма; 4 – распорка, 5 – растяжка;
 6 – вертикальная связевая ферма

В зданиях с мостовыми кранами необходимо обеспечить горизонтальную жёсткость каркаса как поперёк, так и вдоль здания. При работе мостовых кранов возникают усилия, вызывающие поперечные и продольные деформации каркаса цеха, что может вызвать заклинивание кранов при движении и затруднить их нормальную работу. Чрезмерные колебания каркаса также не способствуют сохранности ограждающих конструкций. Поэтому в однопролётных зданиях большой высоты ($H_0 \geq 18$ м), с мостовыми кранами грузоподъёмностью более 10 т, а также с кранами тяжёлого и весьма тяжёлого режимами работы (7К, 8К) при любой грузоподъёмности обязательна система связей по нижним поясам ферм (рис. 2). Связи обеспечивают совместную работу системы плоских рам, вследствие чего поперечные деформации каркаса от действия крановых нагрузок значительно уменьшаются.

Вертикальные связевые фермы устанавливают в местах расположения поперечных связевых ферм, в плоскостях опорных стоек и через 12 – 15 м, совмещая их со стойками решетки ферм, в результате образуется неизменяемый блок. Вертикальные связи изготавливают обычно в виде небольших ферм с параллельными поясами и треугольной решёткой. В покрытиях зданий и сооружений, эксплуатируемых в районах с расчётными температурами ниже -45 °С, как правило, предусматривают (дополнительно к обычно применяемым) вертикальные связи посередине каждого пролёта вдоль всего здания.

При наличии жёсткого диска кровли в уровне верхних поясов предусматривают инвентарные съёмные связи для выверки конструкций и обеспечения их устойчивости в процессе монтажа.

Связи по колоннам. Связи между колоннами обеспечивают геометрическую неизменяемость каркаса в продольном направлении, устойчивость колонн из плоскости рамы, воспринимают и передают на фундаменты горизонтальные продольные нагрузки. Для выполнения этих функций необходимы связевые блоки по длине температурного отсека и система продольных элементов, прикрепляющих промежуточные колонны к ним. Связевый блок составляют две колонны, подкрановая балка, горизонтальные распорки и решётка, обеспечивающая при шарнирном соединении всех элементов его геометрическую неизменяемость (рис. 3).

В пределах температурного отсека должно быть не менее одного связевого блока по каждому ряду колонн. Колонны каркаса прикрепляются к связевому блоку с помощью подкрановых балок и распорок, устанавливаемых между нижними частями опорных стоек стропильных ферм. При необходимости уменьшения расчётной длины колонн из плоскости рамы между ними устанавливают дополнительные распорки, закреплённые в связевом блоке.

где h_{rs} – высота подкранового рельса (прил. 6); h_b – высота подкрановой балки (прил. 6).

Высота нижней части колонны

$$H_n = H - H_v + (0,6 \dots 1,0),$$

где $0,6 \dots 1,0$ м – принимаемое первоначально заглубление опорной плиты колонны ниже отметки чистого пола.

Общая высота колонны рамы от обреза фундамента до низа ригеля

$$H = H_v + H_n.$$

При назначении высоты колонны в пределах ригеля $H_{\text{фер}}$ можно ориентироваться на типовые серии стропильных ферм с параллельными поясами, в которых высота на опоре принята равной 3150 мм. Для ферм из парных уголков пролётами 18 и 24 м может быть принята пониженная высота – 2250 мм при условии применения лёгких покрытий на основе стальных профилированных настилов. Высоту фонаря определяют светотехническим или (и) теплотехническим расчётом с учётом высот типовых фонарных переплётов (1250 и 1750 мм), бортовой стенки (600...800 мм) и карнизного элемента (300...600 мм).

Назначение горизонтальных размеров рамы. Высоту сечения верхней части колонны назначают с учётом унифицированных привязок наружных граней колонн к разбивочным осям и типовой привязки ферм (если используются типовые фермы) к разбивочной оси (200 мм) $h_v = a + 200$, но не менее $\frac{1}{12} H_v$. В цехах с мостовыми кранами режимов работы 7К и 8К для осмотра крановых конструкций устраивают проход в теле или сбоку от колонн. В теле колонны вырезают проём шириной не менее 400 мм и высотой не менее 2000 мм в уровне тормозной конструкции подкрановой балки, в связи с этим высота сечения колонны должна быть не менее 1000 мм.

Расстояние от разбивочной оси до оси подкрановой балки назначается исходя из того, чтобы кран при движении не задевал колонну:

$$L_1 \geq B_1 + 75 + (h_v - a) + 450^*,$$

где B_1 – ширина выступающей части крана (прил. 6); 450^* – размер, добавляемый при устройстве прохода вне полости колонны вдоль подкранового пути сбоку от колонны.

Размер L_1 принимается кратным 250 мм.

Высота сечения нижней части колонны $h_n = L_1 + a$, но не менее $\frac{1}{20} H$ ($\frac{1}{15} H$ при режиме работы крана 7К и 8К).

Ширина фонаря принимается равной 6 м для пролётов 18 м и менее и 12 м для больших пролётов.

3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

На поперечную раму стального каркаса действуют постоянные и временные нагрузки. Постоянная нагрузка складывается из собственного веса кровли, несущих конструкций покрытия, фермы, связей, колонн и стеновых панелей. Нормативную нагрузку можно ориентировочно определить по прил. 2. Временные нагрузки определяются по [6].

Статический расчёт рамы на действие нагрузок каждого вида рекомендуется производить при помощи ЭВМ. Для упрощения расчёта каркас, представляющий собой пространственный блок, расчлняют на отдельные плоские системы – поперечные рамы. В процессе разработки компоновочной части проекта устанавливается конструктивная схема поперечной рамы (рис. 4), которая преобразовывается в расчётную схему (рис. 5). Геометрические оси колонн на этапе статического расчёта рамы допускается принимать проходящими по середине сечения. При шарнирных сопряжениях ригелей с колоннами за геометрическую ось ригеля принимают линию, соединяющую опорные шарниры ригеля, а при жёстких сопряжениях за геометрическую ось ригеля принимают ось нижнего пояса. Сопряжения колонн рам с фундаментами принимаем жёсткими. Эксцентриситет верхней части колонны по отношению к оси нижней части колонны $e_0 = \left(\frac{h_n - h_v}{2} \right)$.

Эксцентриситет приложения силы вертикального давления колёс моста крана на колонну в расчётной схеме $e_k = 0,5h_n$ (рис. 5).

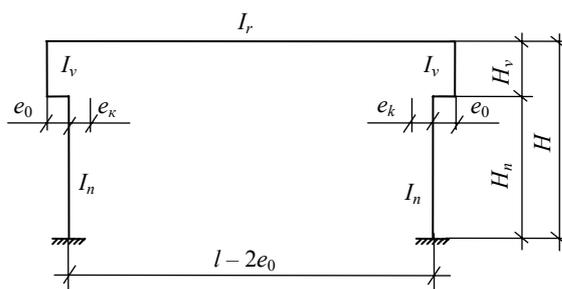


Рис. 5. Расчётная схема поперечной рамы

По полученным данным статического расчёта определяют сочетания нагрузок, при которых возникает наибольший силовой фактор (M, N, Q) в характерных сечениях рамы.

3.1. СБОР НАГРУЗОК

Постоянные нагрузки. *Собственный вес конструкций покрытия.* Состав покрытия принимается в соответствии с заданием. Постоянные нагрузки от массы конструкций покрытия удобно определять в табличном виде (табл. 2). При её составлении можно использовать справочные данные (прил. 2).

2. Постоянные нагрузки на 1 м² покрытия

Вид нагрузки	Нормативная, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная, кН/м ²
Итого:			

Постоянные нагрузки на ригель рамы расчётной схемы обычно принимают равномерно распределёнными по длине ригеля (рис. 6, в) с интенсивностью

$$q = g\gamma_n B,$$

при наличии уклона (рис. 6, а), приведённой к горизонтальной проекции покрытия

$$q = \left(\frac{g_{кр}}{\cos \alpha} + g_{\phi} \right) B \gamma_n,$$

где $g_{кр}, g_{\phi}$ – соответственно вес 1 м² конструкций покрытия и фермы; B – шаг рам, здесь ширина грузовой площади, с которой нагрузка собирается на ось ригеля (рис. 6, б); $\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надёжности по уровню ответственности зданий и сооружений [6].

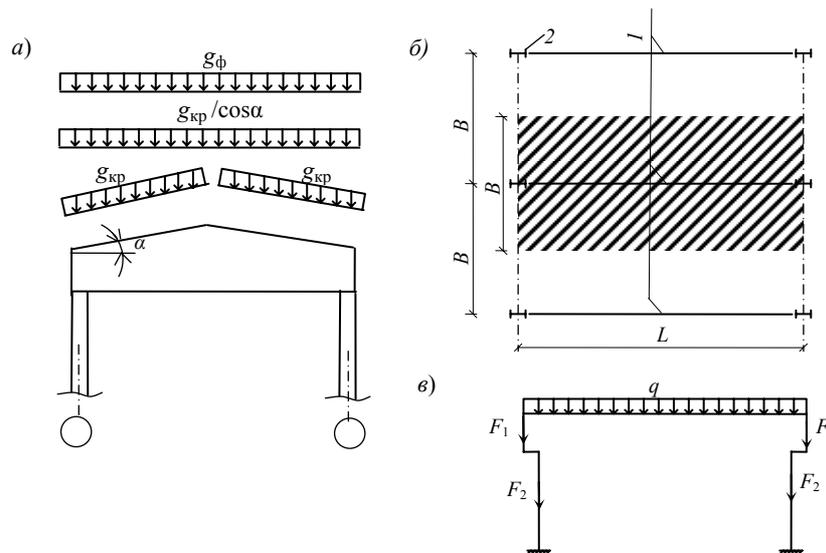


Рис. 6. К определению постоянных нагрузок:

а – нагрузки на ферму; б – определение грузовой площади; в – расчётная схема;
1 – стропильная ферма; 2 – колонна

Собственный вес ограждающих конструкций и колонн. В качестве ограждающих конструкций принимаются навесные стеновые панели. Справочные данные нагрузки от массы ограждающих конструкций и колонн приведены в прил. 2 и 3. Данные постоянные нагрузки собирают в сосредоточенные, условно приложенные к низу надкрановой и подкрановой частей колонны по оси сечения.

Вес верхней части колонны (20 % веса)

$$G_v = 0,2\gamma_f\gamma_n g_{col}LB/2,$$

где $\gamma_f = 1,05$ – коэффициент надёжности по нагрузке от веса металлоконструкций; g_{col} – расход стали на колонны (прил. 3).

Вес нижней части колонны (80 % веса)

$$G_n = 0,8\gamma_f\gamma_n g_{col}LB/2.$$

Вес стен верхней части, включая вес колонны

$$F_1 = \gamma_n B(g_{st}(H_v - h_{ost}) + g_{ost}h_{ost}) + G_v,$$

где g_{st}, g_{ost} – соответственно расчётная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления (прил. 2); h_{ost} – высота остекления.

Вес стен нижней части, включая вес колонны

$$F_2 = \gamma_n B (g_{st}(H_n - h_{ost} - h_c) + g_{ost} h_{ost}) + G_n,$$

где h_c – высота цокольной панели.

Временные нагрузки. *Снеговая нагрузка.* Расчётное значение снеговой нагрузки на ригель определяют по формуле

$$s = s_g \mu B,$$

где s_g – расчётное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое по нормам [6] в зависимости от снегового района РФ; μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, учитывающий профиль покрытия (при одно- и двускатной кровле при угле $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1$).

Воздействие снеговой нагрузки на поперечную раму аналогично действию постоянной нагрузки от веса покрытия (рис. 6, в).

Для зданий без фонарей с пологими покрытиями (до 12 %), проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца $v \geq 2$ м/с, коэффициент μ следует снижать умножением на коэффициент $c_e = (1,2 - 0,1v\sqrt{k})(0,8 + 0,002b)$, где b – ширина покрытия, принимаемая не более 100 м. Для некоторых районов строительства значения S_g, v, k показаны в прил. 4.

Нормативное значение снеговой нагрузки следует определять умножением расчётного значения на коэффициент 0,7.

Ветровая нагрузка. Ветровая нагрузка оказывает активное давление на здание с наветренной стороны и пассивное – с заветренной. Максимальное давление на поперечную раму здания возникает при направлении ветра параллельно плоскости рамы. По высоте здания ветровое давление распределяется неравномерно, до отметки 5 м оно принимается постоянным, более 5 м увеличивается в зависимости от высоты. Расчётное значение статической составляющей ветровой нагрузки на 1 м длины колонны рамы (рис. 7) в какой-то точке по высоте при отсутствии продольного фахверка определяется по формуле

$$q_w = w_0 \gamma_f k c B,$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от района строительства по нормам [6]; γ_f – коэффициент надёжности по ветровой нагрузке, равный 1,4; k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте и определяемый в зависимости от типа местности (прил. 5); c – аэродинамический коэффициент, зависящий от расположения и конфигурации поверхности, воспринимающей ветровое давление (для вертикальных стен зданий прямоугольных в плане $c = c_e = 0,8$ с наветренной стороны и $c = c_{e3}$ с заветренной стороны).

При расчёте одноэтажных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролёту менее 1,5, размещаемых в местности типа А и В (табл. П5.1), динамическую составляющую ветрового давления можно не учитывать.

В практических расчётах неравномерную по высоте здания ветровую нагрузку на участках от уровня земли до расчётной отметки ригеля (рис. 7, а) заменяют эквивалентной равномерно распределённой (рис. 7, б), равной

$$q_{w1} = w_0 \gamma_f k_{eq} c_e B; \quad q_{w2} = w_0 \gamma_f k_{eq} c_{e3} B; \quad k_{eq} = k_0 + \frac{(k_{H_1} - k_0)(H - 5)[5 + 2(H - 5)/3]}{H^2},$$

где k_0 – коэффициент k у поверхности земли (табл. П5.1); k_{H_1} – коэффициент k на отметке H_1 (табл. П5.1).

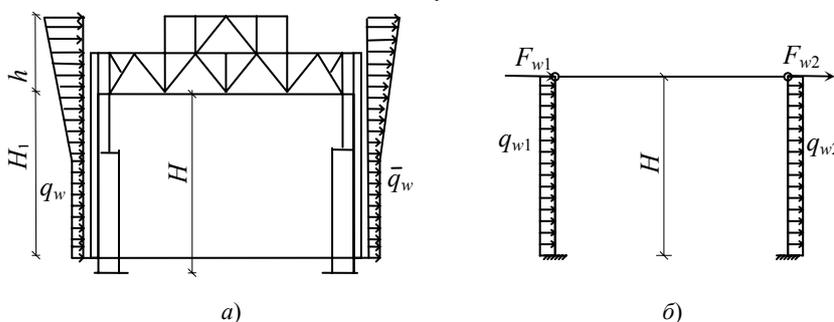


Рис. 7. Схема ветровой нагрузки на раму:

а – по нормам проектирования; б – соответствующая расчётная схема

Ветровая нагрузка, действующая от отметки расчётной оси ригеля до верхней отметки здания, заменяется сосредоточенными силами, приложенными в узлах сопряжения ригеля с колоннами (рис. 7, б):

$$F_{w1} = \frac{(q_w^{H_1} + q_w^{(H_1+h)})}{2} h; F_{w2} = \frac{c_e \beta}{c_e} F_{w1};$$

$$q_w^{H_1} = w_0 \gamma_f k_{H_1} c_e B; q_w^{(H_1+h)} = w_0 \gamma_f k_{(H_1+h)} c_e B,$$

где $k_{(H_1+h)}$ – коэффициент k на отметке $H_1 + h$.

При наличии стоек продольного фахверка нагрузку на колонны принимают в виде эквивалентной равномерно распределённой, собираемой с участков шириной, равной расстоянию между колонной и соседней к ней стойкой фахверка (b), а нагрузка с ширины $(B - b)$ передаётся стойками фахверка частично на фундамент, а частично в виде сосредоточенных сил на рамы в верхних узлах.

Нагрузка от мостовых кранов. На каркас производственного здания при движении мостового крана передаются силы трех направлений (рис. 8, а).

Вертикальная сила F_k , зависящая от веса крана, веса груза и положения тележки на крановом мосту, передаётся катком крана на рельс, подкрановую балку и далее на колонну. Максимальное давление на колонну возникает при максимально возможном приближении тележки к колонне (рис. 8, б). Нормативное значение давлений F_{kn} , передаваемых катками от кранов различной грузоподъёмности, показаны в прил. 6.

На другой ряд колонн с катков крана передаются меньшие усилия $F_{min} = \frac{Q + G_k}{n_0} - F_k$, здесь Q – грузоподъёмность крана; G_k – вес крана с тележкой; n_0 – количество катков крана с одной стороны.

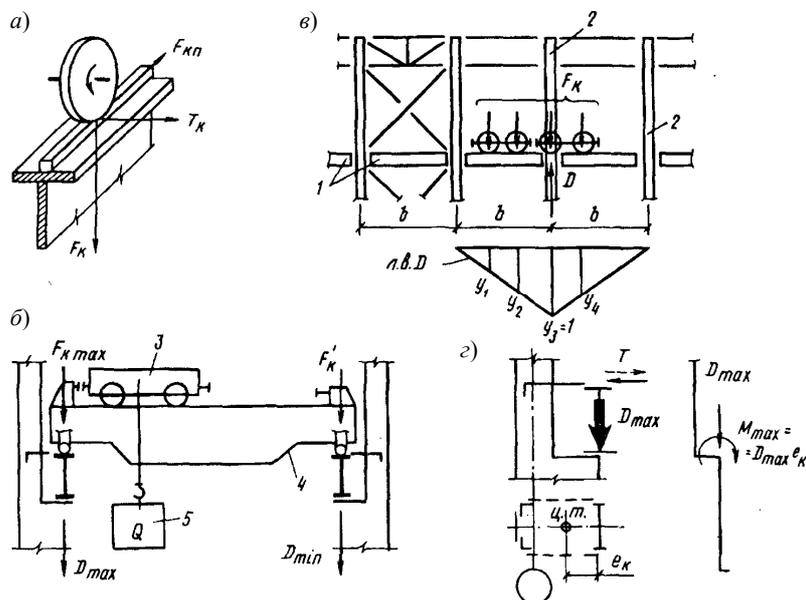


Рис. 8. К определению нагрузок на раму от мостовых кранов:
1 – подкрановые балки; 2 – колонны; 3 – тележка крана;
4 – крановый мост; 5 – груз

В кранах с большой грузоподъёмностью значения F_k для разных колёс могут быть различными. Тогда вычисляют среднее значение усилия, а затем определяют минимальное давление

$$F_{m,max} = \frac{F_1 + F_2}{2}; F_{m,min} = \frac{Q + G_k}{n_0} - F_{m,max}; F_{i,min} = F_{m,min} \left(\frac{F_i}{F_{m,max}} \right),$$

где Q, G, n_0 – грузоподъёмность, вес и количество колёс крана с одной стороны.

Горизонтальную силу T_{kn} , возникающую из-за торможения тележки, перекоса крана, распирающего действия катков при движении по рельсам, определяют по формуле:

$$T_{kn} = \beta \frac{(Q + G_T)}{n_0},$$

где $\beta = 0,05; 0,1$ – соответственно при гибком и жёстком подвесах груза; G_T – вес тележки.

Силу продольного торможения крана вдоль здания F_{kn} (рис. 8, а) учитывают при расчёте тормозных упоров в конце нитки подкрановых балок.

Расчёт поперечной рамы однопролётного цеха ведётся на нагрузки от двух кранов, которые располагают так, чтобы на рассчитываемую раму передавалась наибольшая нагрузка (рис. 8, в). Вертикальные и горизонтальные нагрузки на колонны с учётом веса подкрановой балки и временной нагрузки на тормозные конструкции определяют по формулам:

$$D_{\max} = (\gamma_{f1}\Psi \sum F_i y_i + \gamma_{f2} G_{нк} + \gamma_{f3} g_m b_m B) \gamma_n ;$$

$$D_{\min} = (\gamma_{f1}\Psi \sum F_{i,\min} y_i + \gamma_{f2} G_{нк} + \gamma_{f3} g_m b_m B) \gamma_n ;$$

$$T = \gamma_n \gamma_{f1} \Psi T_k \sum y_i ,$$

где $\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надёжности по уровню ответственности; $\Psi = 0,85; 0,95$ – коэффициент сочетания при учёте нагрузки от двух кранов для группы режима работы крана 1К-6К и 7К-8К, соответственно; $\sum y_i$ – сумма ординат линий влияния (см. рис. 8, в); $G_{нк} = g_{нк} B \frac{L}{2} \gamma_{f2}$ – вес подкрановых конструкций, здесь $g_{нк}$ – расход стали на подкрановые конструкции (прил. 3); $g_m = 1,5 \text{ кН/м}^2$ – временная нагрузка на тормозные конструкции; b_m – ширина тормозной конструкции, принимаемая равной высоте сечения нижней части колонны; $\gamma_{f1} = 1,1; \gamma_{f2} = 1,05; \gamma_{f3} = 1,3$ – коэффициенты надёжности по нагрузке от мостовых кранов, собственного веса металлоконструкций, временной равномерно распределённой нагрузки на тормозной конструкции, соответственно.

Силы D_{\max}, D_{\min} передаются по оси подкрановой балки с эксцентриситетом по отношению к центру тяжести нижней части колонны. Моменты от вертикального давления кранов определяют по формулам:

$$M_{\max} = D_{\max} e_k ; \quad M_{\min} = D_{\min} e_k ,$$

где $e_k = 0,5h_n$ – эксцентриситет приложения крановой нагрузки (рис. 8, з).

Учёт пространственной работы каркаса. Пространственная работа каркаса промышленного здания проявляется при действии некоторых нагрузок, приложенных не ко всем поперечным рамам. К такой нагрузке относится воздействие от мостовых кранов, действующих на несколько поперечных рам (обычно на три рамы). Продольные конструкции каркаса

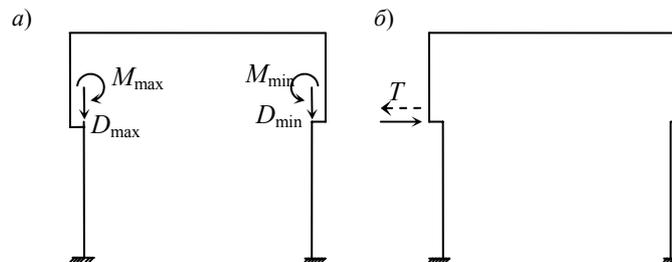


Рис. 9. Расчётная схема рамы от вертикальной (а) и горизонтальной (б) крановой нагрузки

(кровельное покрытие, продольные связи по нижним поясам ферм, тормозные конструкции и т.д.) распределяют нагрузку на все рамы, вследствие чего уменьшаются горизонтальные перемещения колонн и изгибающий момент в наиболее нагруженной раме.

При расчёте плоской рамы на воздействия кранов пространственная работа каркаса учитывается с помощью коэффициента пространственной работы

$$\alpha_{pr} = \Delta_{pr} / \Delta ,$$

где Δ_{pr}, Δ – соответственно смещение рамы в составе пространственного блока и плоской рамы.

В курсовом проекте значение α_{pr} определяют по формуле

$$\alpha_{np} = 1 - \alpha - \alpha' (n_0 / \sum y - 1) ,$$

где α, α' – коэффициенты, определяемые по табл. 3 в зависимости от параметра β ; n_0 – число колёс крана на одной нитке подкрановых балок; $\sum y$ – сумма ординат линии влияния рассматриваемой рамы.

3. Коэффициенты α и α'

β	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1	0,15	0,2	0,5
α	0,86	0,77	0,73	0,71	0,69	0,67	0,62	0,58	0,56	0,46
α'	-0,14	-0,2	-0,22	-0,24	-0,25	-0,25	-0,26	-0,26	-0,26	-0,26

Коэффициент β характеризует соотношение погонных жёсткостей поперечной рамы и покрытия:

$$\beta = \frac{b^3 d \sum I_n}{H^3 \sum I_r},$$

где b – шаг поперечных рам; $\sum I_n / \sum I_r$ – отношение суммы моментов инерции нижних частей колонн к сумме моментов инерции горизонтальных элементов кровли и продольных связей по нижним поясам ферм, $d = k_b / 12$ (k_b определяют по табл. 4).

4. Коэффициент k_b

$\frac{H_v}{H}$	Значения k_b при I_v / I_n^* равном			
	0,1	0,15	0,2	1,0
0,2	5,203	5,82	6,315	12
0,25	5,195	5,8	6,315	
0,3	5,182	5,77	6,283	
0,35	5,11	5,73	6,263	
0,4	4,956	5,67	6,248	

* Принимают в зависимости от нагрузок и размеров рамы $I_v / I_n = 0,1 \dots 0,2$.

В курсовом проектировании соотношения $\sum I_n / \sum I_r$ можно принять в следующих пределах для покрытий:

Крупноразмерными железобетонными плитами	1/40...1/100
Мелкоразмерными железобетонными плитами по прогонам	1/10...1/25
Плоским стальным листом по прогонам (стальным панелям)	1/5...1/10
С профилированным листом по прогонам (панелям из профнастила)	1/2...1/6

Меньшие значения $\sum I_n / \sum I_r$ следует принимать в зданиях без фонарей пролётом до 36 м с кранами малой грузоподъёмности.

3.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ РАМЫ

Усилия в элементах рамы определяют известными методами строительной механики (методом перемещений или методом сил). Статический расчёт рамы можно выполнить с помощью программы «Metall», разработанной для расчёта металлической П-образной рамы со ступенчатыми колоннами и жёстким примыканием фермы к колонне.

Исходные данные для расчёта

Полная высота колонны: $HK = H$, м.

Высота верхней части колонны: $HV = H_v$, м.

Пролёт здания: L , м.

Отношение моментов инерции I_r / I_n (обычно 2...6).

Постоянная нагрузка на ригель: $Q_1 = q$, кН/м.

Снеговая нагрузка на ригель: $Q_2 = S$, кН/м.

Вес верхней части колонны, включая вес стен: F_1 , кН.

Вес нижней части колонны, включая вес стен: F_2 , кН.

Эксцентриситет: $E_0 = e_0$, м.

M_{max} , кН·м;

M_{min} , кН·м;

D_{max} , кН;

D_{min} , кН;

T , кН;

Коэффициент пространственной работы каркаса: $A = \alpha_{пр}$.

Ветровая нагрузка: $Q_{max} = q_{w1}$, кН/м.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Металлические конструкции : учебник для вузов / Ю.М. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатъева [и др.] ; под ред. Ю.И. Кудишина. – 9-е изд., стер. – М. : Академия, 2007. – 688 с.
2. Металлические конструкции. Т. 2. Конструкции зданий : учебник для строит. вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов [и др.] ; под ред. В.В. Горева. – М. : Высшая школа, 2004. – 528 с.
3. Расчёт стальных конструкций : справ. пособие / Я.М. Лихтарников, Д.В. Ладыженский, В.М. Клыков. – Киев : Будивельник, 1984. – 368 с.
4. Кузин, Н.Я. Проектирование и расчёт стальных ферм покрытий промышленных зданий : учебное пособие / Н.Я. Кузин. – Пенза : ПГАСА, 1998. – 184 с.
5. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. – М. : ОАО «ЦПП», 2008. – 90 с.
6. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования / Госстрой РФ. – М. : ЦИТП Госстроя РФ, 2003. – 36 с.

Исходные данные для курсового проекта

Порядковый номер цифры варианта	Наименование	Вариант									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Место строительства	Тамбов	Волгоград	Ярославль	Новосибирск	Мурманск	Астрахань	Краснодар	Ставрополь	Красноярск	Чита
2	Грузоподъёмность мостового крана, кН	500	800	1000	1250	320	1600	500	1000	1250	800
3	Режим работы крана	5К	6К	7К	8К	5К	6К	7К	8К	5К	6К
4	Пролёт здания, м	18	24	30	36	24	30	36	24	30	36
5	Шаг колонн, м	6	12	6	12	6	12	6	12	6	12
6	Длина здания, м	84	96	108	120	132	144	96	108	120	84
7	Отметка головки кранового рельса, м	16	18	20	22	25	12	14	19	21	17
8	Тип покрытия, тип фермы	Холодное по прогонам, ферма трапециевидная из парных уголков	Утеплённое по прогонам, ферма с параллельными поясами из тавров, решётка из парных уголков	Утеплённое по прогонам, ферма с параллельными поясами из гнутосварных профилей	Утеплённое по прогонам, ферма с параллельными поясами из труб	Утеплённое по ж/б плитам, ферма трапециевидная, пояса из тавров, решётка из парных уголков	Утеплённое по ж/б плитам, ферма с параллельными поясами из парных уголков	Утеплённое по стальной панели, ферма с параллельными поясами из тавров, решётка из парных уголков	Утеплённое по стальной панели, ферма с параллельными поясами из двутавров, решётка из гнутосварных профилей	Холодное по ж/б плитам, ферма с параллельными поясами из двутавров, решётка из парных уголков	Холодное по стальной панели, ферма с параллельными поясами из гнутосварных профилей
9	Класс бетона фундамента	B20	B22.5	B25	B20	B15	B25	B20	B22.5	B25	B20

Нагрузки от веса конструкций

Элементы конструкций	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м ²
Ограждающие элементы стен			
Стеновые панели			
Керамзитобетонные:			
ПС (5980 × 885 × 300)	3,91	1,2	4,69
ПС (5980 × 1185 × 300)	3,85	1,2	4,62
ПС (5980 × 1785 × 300)	3,84	1,2	4,61
ПС (11970 × 1180 × 300)	3,82	1,2	4,59
ПС (11970 × 1780 × 300)	3,85	1,2	4,62
Трёхслойные со стальной обшивкой при толщине панели 50...80 мм	0,165...0,183	1,1	0,182...0,201
Трёхслойные с алюминиевой облицовкой при толщине панели 46,6...91,6 мм	0,079...0,1	1,1	0,087...0,11
Стеновые ригели с нагрузкой 0,7...1,7 Н/м:			
рядовые	0,022...0,052	1,05	0,023...0,055
опорные	0,042...0,068	1,05	0,044...0,071
стыковые	0,053...0,078	1,05	0,056...0,082
Окна из спаренных труб с остеклением (одинарное/двойное):			
с глухими переплётами размером, м:			
6 × 1,2	0,183/0,278	1,1	0,201/0,306
6 × 1,8	0,167/0,261	1,1	0,184/0,287
6 × 2,4	0,174/0,269	1,1	0,191/0,295
переплёты с фрамугами размером, м:			
6 × 1,2	0,229/0,326	1,1	0,252/0,359
6 × 1,8	0,206/0,299	1,1	0,227/0,329
6 × 2,4	0,196/0,292	1,1	0,216/0,321
Ограждающие элементы стен			
Гравийная защита толщиной 15...20 мм	0,3...0,4	1,3	0,39...0,52
Защитный слой из битумной мастики с втопленным гравием толщиной 10 мм	0,21	1,3	0,273
Гидроизоляционный ковёр из 3...4 слоёв рубероида	0,15...0,2	1,3	0,195...0,26
Асфальтовая или цементная стяжка толщиной 20 мм	0,36...0,4	1,3	0,468...0,52
Утеплитель (пенобетон $\gamma = 6 \text{ кН/м}^3$, минераловатные плиты $\gamma = 1...3 \text{ кН/м}^3$, пенопласт $\gamma = 0,5 \text{ кН/м}^3$)	γ	1,2...1,3	
Пароизоляция из одного слоя рубероида или фольгоизола	0,05	1,3	0,06
Несущие элементы кровли			
Стальной профилированный настил толщиной 0,6...1 мм	0,09...0,15	1,05	0,095...0,158
Каркасы стальных панелей размерами, м:			
3 × 6	0,1...0,15	1,05	0,105...0,158

3 × 12	0,15...0,25	1,05	0,158...0,263
Железобетонные плиты из тяжёлого бетона марок:			
ПГ-АIVв (5980 × 2980 × 300)	1,472	1,1	1,619
ПГ-АШв (5970 × 1490 × 3000)	1,667	1,1	1,834
ПГ-АIVв (11960 × 2980 × 455)	2,056	1,1	2,262
Несущие конструкции покрытия			
Стропильные фермы	0,2...0,4	1,05	0,21...0,42
Подстропильные фермы	0,05...0,15	1,05	0,053...0,159
Прогонь:			
прокатные профили пролётом 6 м	0,06...0,08	1,05	0,063...0,084
решётчатые профили пролётом 12 м	0,15...0,25	1,05	0,158...0,263
Связи по покрытию	0,04...0,1	1,05	0,042...0,105

Приложение 3

Расход стали на производственные здания общего назначения

Расположение мостовых кранов	Расход стали на здание, кг/м ²			
	Шатёр	Колонны	Подкрановые балки	Всего
Одноярусное при грузоподъёмности, т:				
до 100	30 – 45	25 – 60	20 – 60	80 – 150
125 – 250	30 – 45	55 – 90	40 – 100	140 – 250
Двухъярусное	30 – 45	80 – 100	70 – 160	220 – 300

Приложение 4

Данные для курсового проектирования по снеговым и ветровым нагрузкам

Место строительства	Снеговая		Ветровая	
	Район	S_g , кН/м ²	Район	w_0 , кН/м ²
Тамбов	III	1,8	II	0,3
Волгоград	II	1,2	III	0,38
Ярославль	IV	2,4	I	0,23
Новосибирск	IV	2,4	III	0,38
Мурманск	V	3,2	IV	0,48
Астрахань	I	0,8	III	0,38
Краснодар	II	1,2	VI	0,73
Ставрополь	II	1,2	IV	0,48
Красноярск	III	1,8	III	0,38
Чита	I	0,8	II	0,3

Приложение 5

П5.1. Значения k

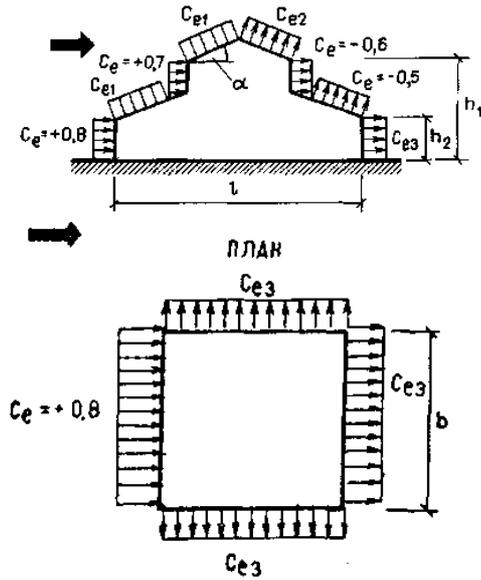
Высота z , м	Коэффициенты k для типов местности*		
	A	B	C
≤5	0,75	0,5	0,4

10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8

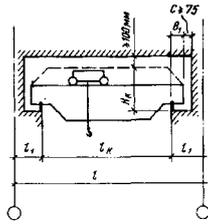
* Тип местности: *A* – открытые побережья морей, озёр и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра; *B* – городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м; *C* – городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

П5.2. Аэродинамический коэффициент c_{e3}

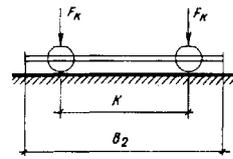
b/l	Значения c_{e3} при h_1/l равном		
	$\leq 0,5$	1	≥ 2
≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6
≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6



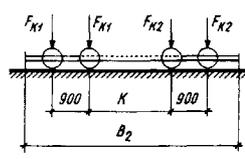
Справочные данные по мостовым кранам (для учебного проектирования)



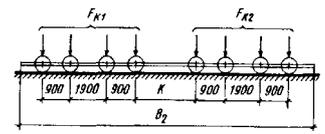
Для кранов $Q = 32/5, 50/12,5$



Для кранов $Q = 80/20, 100/20, 125/20$



Для кранов $Q = 160/32, 200/32$



Q – грузоподъёмность крана, F_{k1}, F_{k2} – максимальные вертикальные давления колес крана (нормативные)

$Q, т$	Пролёт здания $L, м$	Размеры, мм				Максимальное давление колеса, кН		Вес тележки $G_t, кН$	Вес крана с тележкой $G_k, кН$	Тип кранового рельса	Высота рельса $h_{рс}, мм$	Высота подкрановой балки $h_b, мм, при шаге колонн, м$	
		H_{cr}	B_1	B_2	K	F_{k1}	F_{k2}						
32/5	24	2750	300	6300	5100	260 (315)		85	343(510)	КР-70	120	1000	1500
	30	2750		6300	5100	280(345)			402(608)				
	36	2750		6800	5600	320(380)			554(715)				
50/12,5	24	3150	300	6860	5600	380(470)		132	475(676)	КР-80	130	1000	1500
	30					415(505)			583(774)				
	36					455(525)			716(843)				
80/20	24	3700	400	9100	4350	353(387)	373(397)	323(382)	1029(1137)	КР-100	150	1000	1600
	30	4000				373(418)	402(427)		1176(1284)				
	36	4000				392(436)	422(446)		1274(1431)				
100/20	24	3700	400	9350	4600	410(446)	439(456)	363(412)	1107(1186)	КР-120	170	1000	1600
	30	4000				449(476)	469(485)		1303(1382)				
	36	4000				469(495)	489(505)		1401(1431)				
125/20	24	4000	400	9350	4600	436(479)	446(508)	382(441)	1156(1235)	КР-120	170	1000	1800
	30					466(508)	476(538)		1303(1431)				
	36					485(528)	495(567)		1500(1578)				
160/32	24	4800	500	10500	1500	295(310)	304(320)	461(549)	1284(1617)	КР-120	170	1000	1800
	30					311(330)	321(340)		1676(1813)				
	36					331(366)	350(370)		1823(2009)				
200/32	24	4800	500	10800	1500	358	368	549	1637	КР-20	170	1000	1800
	30	4800				378	387		1833				
	36	5200				397	407		2029				

Примечание: Цифры в скобках относятся к кранам тяжёлого режима работы (7К, 8К).