

Федеральное агентство по образованию
Пермский государственный технический университет
Кафедра строительных конструкций

И.И. Зуева Б.И. Десятов

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО КАРКАСА
ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ
к курсовому и дипломному проектированию
для студентов специальности
290300 «Промышленное и гражданское строительство»

Сбор нагрузок

Направление – 653500 – Строительство
Специальность 29300 – «Промышленное и гражданское строительство»

Пермь 2005

Федеральное агентство по образованию
Пермский государственный технический университет
Кафедра строительных конструкций

И.И. Зуева, Б.И. Десятов

**Проектирование металлического каркаса одноэтажного
производственного здания.**

Сбор нагрузок

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ
к курсовому и дипломному проектированию
для студентов специальности
290300 «Промышленное и гражданское строительство»

Пермь 2005

Составители: канд.техн.наук, доцент И.И.Зуева, канд.техн.наук, профессор
Б.И. Десятов

УДК 624.014.001.63 (07)

Проектирование металлического каркаса одноэтажного производственного здания: Учебное пособие к курсовому и дипломному проектированию для студ. спец. 290300 «Промышленное и гражданское строительство» / Сост.: И.И.Зуева, Б.И. Десятов, Перм. гос. техн. ун-т. Пермь, 2005. 47 с.

Дана методика определения нагрузок и усилий в каркасах одноэтажных производственных зданий, рассмотрен пример расчета трехпролетной рамы производственного здания. Приведена подготовка исходных данных для расчета на ЭВМ по программе «РАМА», разработанной на кафедре «Строительной механики и вычислительной техники» ПГТУ или «ЛИРА- Windows», разработанной НИИАСС • КИЕВ • УКРАИНА. На конкретном примере показано определение расчетных усилий для крайней колонны поперечной рамы здания.

Табл. 8 . Ил. 17. Библиогр.: 13 назв.

Рецензент

Утверждены на заседании кафедры строительных конструкций,
протокол № /2004 от 12 февраля 200 г.

© Пермский государственный
технический университет, 2005

Составители И.И.Зуева, Б.И. Десятов
Корректор
Сдано в печать Формат 60 x 84/16. Объем п.л.
Тираж 100. Заказ №

Редакционно-издательский отдел
Пермского государственного технического университета

Печать выполнена лабораторией ИСТ СТФ ПГТУ

Таблица 2

Выбор исходных данных на проектирование

Буква Ф.И.О.	№ п/п	Исходные данные	Условные обозначения	Ед. Изм.	Размер, величина, сталь
З	1	Шаг балок настила	a	М	1,2
У	2	Пролет балок настила	l	М	3,6
Е	3	Пролет главных балок	L	М	13,2
В	4	Нормативная постоянная нагрузка	$q_{\text{пост}}^n$	кН/м ²	5,0
В	5	Нормативная временная нагрузка	$q_{\text{вр}}^n$	кН/м ²	16,0
Л	6	Высота этажа	H	М	6,8
А	7	Сталь балок настила			С345
Д	8	Сталь колонн			С375

1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

При проектировании производственных зданий и сооружений следует выполнить требования строительных норм и правил, обеспечивающие необходимые эксплуатационные качества, надежность и долговечность строительных конструкций, их остальных элементов и узлов.

Проектирование производственных зданий начинают с выбора материала несущих конструкций. Основными факторами при этом являются условия их эксплуатации, нагрузки и сроки возведения здания.

Проектирование производственных зданий начинают с выбора материала несущих конструкций. Основными факторами при этом являются условия их эксплуатации, нагрузки и сроки возведения здания.

Проектирование каркасов промзданий необходимо производить с максимальным использованием унифицированных габаритных схем и типовых конструкций, благодаря которым обеспечивается наибольшая серийность элементов при максимальном числе типоразмеров. Конструктивные формы должны быть простыми, отвечать совершенной технологии изготовления и скоростному монтажу.

Комплектовать конструкции необходимо из минимального числа марок сталей, профилей проката и деталей. Форма последних должна быть простой, предусматривающей наименьшие отходы и потери.

2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Исходные данные для второго курсового проекта по МК на проектирование элементов каркаса одноэтажного производственного здания рекомендуется принимать по табл.1 в соответствии с порядковым номером букв фамилии студента. Пример выбора исходных данных приведен в табл.1, часть 2 учебного пособия /13/. На основании исходных данных составляется план и разрез каркаса здания (рис. 1, 2, 3), при этом отсчет и расположение пролетов L_1 , L_2 , L_3 начинаются от продольной оси А здания. За первый пролет в курсовом проекте принимается максимальный.

В дипломном проекте исходными данными на проектирование является технологическое задание.

В курсовом проекте решаются следующие вопросы:

1. Компонировка конструктивной схемы каркаса.
2. Конструирование и расчет подкрановых конструкций. указанный раздел по согласованию с руководителем проекта может не выполняться. В этом случае все необходимые характеристики подкрановых балок для разработки компоновочного решения принимаются конструктивно.
3. Статический расчет поперечной рамы каркаса.
4. Расчет и конструирование внецентренно – сжатой колонны каркаса (по оси А).

5. Расчет и конструирование ригеля поперечной рамы каркаса (пролет А – Б, наибольший).
6. Разработка рабочих чертежей металлических конструкций каркаса здания.

3. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА ЗДАНИЯ

Компоновочное решение каркаса здания разрабатывается на основании исходных данных. При этом в курсовом проекте допускается принимать здание без фонарей. Компонировка конструктивной схемы начинается с определения генеральных размеров производственного здания. В её основе лежит унификация объемно – планировочных решений. В курсовом проекте предлагается принять стеновые панели длиной 6 м. В связи с этим при шаге колонн 12, 18 м (по заданию), шаг ферм – 6 м решается два варианта: 1) шаг поперечных рам – 12 м и устраивают фахверк; 2) шаг крайних колонн – 6 м, средних – 12; 18 м (по заданию), шаг ферм – 6 м, по средним рядам фермы опираются на подстропильные фермы. Привязка осей колонн определяется грузоподъемностью кранов, высотой верхней части колонны, режимом работы кранов.

По длине и ширине производственные здания делятся на температурные блоки. Наибольшие расстояния между температурными швами стальных каркасов одноэтажных зданий и сооружений принимаются по табл.2.

Таблица 3

Расстояния между температурными швами

Характеристика зданий и сооружений	Наибольшие расстояния (м) в климатических районах строительства					
	Между температурными швами				От температур. шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи	
	По длине блока (вдоль здания)		По ширине блока		Всех кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃
	Всех кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	Всех кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃		
Отапливаемые здания	230	160	150	110	90	60
Неотапливаемые здания	200	140	120	90	75	50
Открытые эстакады	130	100	-	-	50	40

Примечание. При наличии между температурными швами здания или сооружения двух вертикальных связей расстояние между последними не должно превышать для зданий 40 – 50 м и для открытых эстакад 25 – 30 м (меньшие значения для климатических районов I₁, I₂, II₂, II₃).

Разрабатывается система покрытия. Кровельные покрытия бывают теплыми и холодными, прогонными и беспрогонными.

Поперечный профиль производственного здания зависит от отметки головки кранового рельса, организации водоотвода, устройства фонарей. В отапливаемых зданиях с теплыми кровлями водоотвод внутренний, в неотапливаемых зданиях и горячих цехах с холодными кровлями водоотвод наружный, по-

этому многопролетные здания с холодными кровлями рекомендуется выполнять двускатными, многопролетными здания с теплыми кровлями – многоскатными.

Состав кровли и покрытия для беспрогонных кровель и кровель с прогонами можно принять по учебнику /1, стр.309 –337/. В курсовом проекте принимаются:

- прогонные покрытия: прогоны пролетом $\ell = 6,12$ м, на которые опирается: стальной профилированный настил (теплые кровли) /2, стр.151 –170/; стальной лист $t = 3..4$ мм (холодные кровли) /1, стр.310 –312/;

- беспрогонные покрытия: стальные панели $\ell = 6,12$ м, шириной 3 м (теплые кровли – рис. 13.5 /1/; холодные кровли – рис. 13.6 /1/).

Уклон кровли принимается $i = 1,5\%$; фермы с параллельными поясами – по типовым сериям /10,11,12/.

Затем определяются размеры поперечной рамы по высоте и горизонтали (см. рис.2.). полезная высота цеха H назначается кратной 1,2 м до высоты 10,8 м и кратной 1,8 при большей высоте; в отдельных случаях H принимается кратной 0,6 м.

Производственное здание, как видно из рис. 1 и задания, оборудуется в каждом пролете двумя кранами грузоподъемностью Q_1 и Q_2 .

Размеры здания по высоте и горизонтали определяются для крана максимальной грузоподъемности большего пролета. Габаритные размеры кранов принимаются по ГОСТам или ТУ на краны или по /1,2/.

На следующем этапе разрабатывается система связей по верхним, нижним поясам ферм, а также система вертикальных связей между колоннами и фермами (пример решения связей см. /13, рис. 12,13,14/) согласно учебнику /1, стр. 272 – 280/, типовые серии - / 10,11,12/.

4. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Цель статического расчета поперечной рамы промышленного здания заключается в определении максимальных усилий (изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, необходимых для подбора сечений элементов рамы, расчета узлов и сопряжений).

В курсовом проекте «Проектирование металлического каркаса одноэтажного производственного здания» статический расчет рамы выполняется с использованием ЭВМ по программе «РАМА». В дипломном проекте могут быть использованы программы «РАМА», «ЛИРА», позволяющие определить расчетные сочетания усилий. Применение программы расчета позволяет приобрести навыки задания исходных данных, понятие об алгоритме расчета и расшифровке полученной информации /8/.

Статический расчет поперечной рамы включает 5 этапов.

1. Разработка расчетной схемы. Расчетная схема поперечной рамы образуется осевыми линиями, проходящими через центры тяжести колонн, за ось ригеля принимается ось, проходящая через нижний пояс фермы или через середину высоты сплошного ригеля. За расчетную высоту поперечной рамы принимается расстояние от низа плиты колонны до оси нижнего пояса стропильной фермы. Сопряжение колонны с фундаментом принимается жестким. С целью определения влияния опорного момента на усилия в элементах стропильной фермы предлагается в курсовом проекте жесткое сопряжение ригеля первого пролета с колонной. Рекомендации по определению расчетных схем приводятся в учебнике /I, стр. 282 –285/. Расчетные схемы одно- двух- и трех – пролетного здания, предлагаемые в курсовом проекте, приводятся на рис. 4.

Если шаг средних колонн равен шагу крайних колонн, то имеем плоскую раму (см. рис.4, а). Если же шаг средних колонн больше шага крайних колонн и кратен ему $B_{\text{ср}} = n * B_{\text{кр}}$, то получаем раму – блок, которую рассчитываем аналогично плоской раме, но жесткости крайних колонн и ригелей суммируем.

2. Сбор нагрузок.

3. Определение усилий в элементах рамы от каждого вида нагрузки отдельно при следующих загружениях:

- 1) постоянная нагрузка на ригель рамы;
- 2) снеговая нагрузка на ригель рамы;
- 3) ветровая нагрузка слева;
- 4) ветровая нагрузка справа;
- 5) максимальное вертикальное давление от мостовых кранов на стойку по оси А при загрузении первого пролета (А-Б);
- 6) максимальное вертикальное давление от мостовых кранов на стойку по оси Б при загрузении первого пролета (А-Б);
- 7) максимальное вертикальное давление от мостовых кранов на стойку по оси Б при загрузении второго пролета (Б-В);
- 8) максимальное вертикальное давление от мостовых кранов на стойку по оси В при загрузении второго пролета (Б-В);
- 9) максимальное вертикальное давление от мостовых кранов на стойку по оси В при загрузении третьего пролета (В -Г);
- 10) максимальное вертикальное давление от мостовых кранов на стойку по оси Г при загрузении третьего пролета (В - Г);
- 11) горизонтальное давление от мостовых кранов в пролете А –Б на колонну по оси А;
- 12) горизонтальное давление от мостовых кранов в пролете А □ Б на колонну по оси Б;
- 13) горизонтальное давление от мостовых кранов в пролете Б –В на колонну по оси В;

14) горизонтальное давление от мостовых кранов в пролете В – Г на колонну по оси Г;

4. Построение эпюр изгибающих моментов M , продольных сил N и поперечных сил Q для каждого нагружения поперечной рамы (см. пример расчета, часть 2 методических указаний /13/).

5. Составление таблиц расчетных усилий и сочетаний усилий в характерных сечениях колонны по оси А.

Определение нагрузок на поперечную раму промышленного здания

На поперечную раму здания действуют следующие нагрузки:

1. Постоянные – от веса ограждающих (кровля, стены) и несущих (фермы, связи, колонны и т.д.) конструкций.
2. Кратковременные – атмосферные (снеговые, ветровые), технологические (от мостовых кранов подвешенного оборудования, рабочих площадок) и др.
3. Особые – сейсмического воздействия; нагрузки, связанные с нарушением технологического процесса; нагрузки вызванные осадкой опор, и др.

Для промышленных объектов, возводимых в большинстве районов, основными нагрузками, на которые ведется расчет поперечной рамы, являются первые два типа. Поэтому в учебном пособии основное внимание уделено определению постоянных, временных атмосферных и крановых нагрузок. Расчет конструкций по первой группе предельных состояний (прочность, устойчивость и др.) выполняется на расчетные нагрузки и воздействия. Величины расчетных нагрузок определяются умножением нормативных значений на коэффициенты надежности по нагрузке, которые определяются в соответствии со СНиП /3/.

Постоянные нагрузки

Постоянная нагрузка, действующая на поперечную раму, складывается из веса кровли, стропильных и подстропильных конструкций, системы связей, подвешенного потолка, стеновых панелей, колонн и других элементов каркаса.

Таблица 4

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка
<u>Ограждающие элементы кровли</u>			
Гравийная защита ($t = 15...20$ мм, $\gamma = 20$ кН/м ³)	0,3 –0,4	1,3	0,4-0,52
Гидроизоляционный ковер из 3 –4 слоев рубероида	0,15-0,2	1,3	0,2 –0,26
Выравнивающая стяжка:			
- асфальтовая ($\gamma = 20$ кН/м ³ , $t = 20$ мм)	0,4	1,3	0,52
- цементная ($\gamma = 20$ кН/м ³ , $t = 20$ мм)	0,4	1,3	0,52
Утеплители*:			
- пенобетон ($\gamma = 6$ кН/м ³)	$\gamma * t$	1,2 –1,3 1,2	-
-керамзитобетон ($\gamma = ; t =$)			
- пенопласт фенольный ФРП –1 ($\gamma = 0,5$ кН/м ³)	-	1,2	-
Минераловатные плиты ($\gamma = 1...3$ кН/м ³)	-	1,2	-
- минераловатная вата; маты ($\gamma = 1...3$ кН/м ³)	-	1,3	-
Пароизоляция из одного слоя рубероида или фольгоизола	0,05	1,3	0,065
Несущие элементы кровли			
Стальной профилированный настил ($t = 0,7...1$ мм)	0,087-0,16	1,05	0,091-0,17
Асбестоцементные волнистые листы	0,2	1,1	0,22
Стальные волнистые листы	0,12 –0,21	1,05	0,13 – 0,22
Плоский стальной лист ($t = 3...4$ мм)			
Металлические конструкции покрытия			
Прогоны:			
- сплошные пролетом $\ell = 6$ м	0,05-0,08	1,05	0,055 – 0,065
- сплошные пролетом $\ell = 12$ м	0,1 –0,15	1,05	0,105 –0,16
- решетчатые	0,07 –0,12	1,05	0,075 – 0,125
Каркас стальной панели размерами:			
3х6 м	0,1-0,15	1,05	0,105-0,16
3х12 м	0,15-0,25	1,05	0,16-0,26
Стропильные фермы	0,1 –0,4	1,05	0,105-0,42
Подстропильные фермы	0,05 –0,1	1,05	0,055-0,105
Каркас фонаря	0,08 –0,12	1,05	0,085–0,125
Связи покрытия	0,04 –0,06	1,05	0,042-0,063

* требуемую толщину утеплителя t определяют технологическим расчетом.

Вес кровли определяется суммированием ее отдельных частей, которые приведены в табл.4 /I, табл. 13.1/. Толщина утеплителя для теплых кровель определяется технологическим расчетом. В курсовом проекте этот расчет не выполняется. В таблицах приведен также вес металлических конструкций покрытий (стропильных и подстропильных ферм, связей, прогонов, фонарей, сталь-

ных панелей) на 1 м^2 горизонтальной поверхности. Меньшие значения принимаются для зданий с легкой кровлей при шаге ферм 6 м и пролете $l = 18; 24$ м, а большие - при теплой кровле при шаге ферм 12 м и пролете $l = 30; 36; 42$ м. При применении стальных панелей и прогонов желательно выбирать для теплых кровель легкие эффективные утеплители. Собственный вес решетчатого ригеля $q_{с.ф}^н$ (кН/м²) рекомендуется определить также по формуле:

$$q_{с.ф}^н = \left(\frac{q^n}{1000} + \frac{0,018}{B_\phi} \right) * \alpha_\phi * L_\phi,$$

где q^n - суммарная нормативная равномерно распределенная нагрузка от собственного веса покрытия, снега, технологического оборудования и т.д., кН/м²;

B_ϕ - шаг стропильных ферм, м;

L_ϕ - пролет стропильных ферм, м;

α_ϕ - коэффициент, зависящий от типа ригеля и стали;

$\alpha_\phi = 1,4$ - для малоуглеродистых сталей;

$L_\phi = 1,3$ - для низколегированных сталей.

Сбор постоянных нагрузок проводить в табличной форме:

№ п/п	Наименование нагрузки	Ед. изм.	Нормативная нагрузка	γ_f	Расчетная нагрузка
1	2	3	4	5	6

После выбора состава кровли и определения веса на 1 м^2 всех частей покрытия переходят к вычислению расчетных постоянных нагрузок, действующих на ригель поперечной рамы.

Погонная расчетная постоянная нагрузка $q_{пост}$ (кН/пог.м) получается суммированием нагрузок от всех частей покрытия, приходящихся на 1 м^2 горизонтальной поверхности, умноженной на ширину грузовой площади:

$$q_{пост} = q_{пост} * B_{рам},$$

где $B_{рам}$ - шаг поперечных рам, м.

Нагрузку от стенового заполнения и веса колонн с целью упрощения расчета рекомендуется собирать в сосредоточенные силы, условно приложенные к низу подкрановой и надкрановой частей колонны по оси сечения. Вес стеновых панелей и колонн в курсовом проекте можно не учитывать.

Пример определения постоянной нагрузки на поперечную раму приведен в части 2 методических указаний / 13/.

Узловая постоянная нагрузка на ферму собирается с грузовой площади, равной расстоянию между фермами на размер панели верхнего пояса:

$$F_{пост} = q_{пост} * B_\phi * d \text{ (кН)},$$

где B_{ϕ} - шаг стропильных ферм, м;

d - ширина панели верхнего пояса фермы, $d = 3$ м.

Поскольку оси надкрановой и подкрановой частей колонны не совпадают, от постоянной нагрузки вследствие этого возникает дополнительный момент, приложенный в месте перехода надкрановой части колонны в подкрановую (рис.5).

Значения момента от постоянной нагрузки, кН*м:

$$M_{\text{пост}}^A = \frac{q_{\text{пост}} * L_1}{2} * e,$$

$$M_{\text{пост}}^Г = \frac{q_{\text{пост}} * L_3}{2} * e,$$

$$e = \frac{b_{\text{н}}}{2} - \frac{b_{\text{в}}}{2},$$

где $L_1^A, L_3^Г$ - крайние пролеты, м;

e - расстояние между верхней и нижней частей колонны, м.

Нагрузки от мостовых кранов.

Производственные здания часто оборудуются большим числом мостовых кранов в каждом пролете. При движении мостового крана на крановый рельс передаются вертикальные нагрузки от колес мостовых кранов F_{κ} и горизонтальные воздействия.

Максимальная работа всех кранов в режиме максимальной грузоподъемности, отвечающая наиболее неблагоприятному воздействию на поперечную раму, маловероятна. Согласно СНиП 2.01.07 – 85 «Нагрузки и воздействия» /3/ вертикальные нагрузки на подкрановые балки и колонны определяются:

- в однопролетных зданиях: крановая нагрузка учитывается от двух сближенных для совместной работы кранов наибольшей грузоподъемности, наиболее невыгодных для рассматриваемой колонны;

- в многопролетных зданиях: вертикальная крановая нагрузка принимается от четырех кранов (по два крана наибольшей грузоподъемности в каких – либо пролетах, необязательно соседних, при загрузке которых возникают наибольшие усилия в раме).

Горизонтальная сила поперечного торможения согласно /3/ независимо от числа пролетов определяется от двух сближенных для совместной работы кранов в пролете или от двух кранов в разных пролетах, установленном на одном створе.

Расчетным загрузением рамы мостовыми кранами является такое, при котором на одну стойку из колонн действует наибольшее вертикальное давление кранов D_{max} , а на другую – минимальное D_{min} (рис.8) Вертикальное давление кранов D_{max} и D_{min} в виде опорных реакций подкрановых балок передается колоннам, которые можно определить с помощью линий влияния (рис.9).

Максимальное вертикальное давление (D_{\max}) будет отвечать такой схеме загрузки подкрановых балок кранами, когда сумма ординат линий влияния опорных реакций ($\sum y_i$) будет максимальной. При этом тележка с грузом должна находиться на минимальном расстоянии от колонны.

Данные о габаритах мостовых кранов принимаются по литературе /1,2,6,7/, ГОСТам и ТУ.

Вертикальная нагрузка на подкрановые балки и колонны одного пролета определяется от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов (при любом числе кранов в одном пролете). Расчетное максимальное усилие на колонну D_{\max} (кН), к которой приближена тележка крана.

$$D_{\max} = \gamma_f * \psi * \sum F_{i,\max}^H * y_i + \gamma_f^{\text{ПК}} * G_{\text{ПК}}$$

где γ_f - коэффициент надежности по нагрузке для крановой нагрузки, $\gamma_f = 1,1$;

$\gamma_f^{\text{ПК}}$ - коэффициент надежности по нагрузке для подкрановых конструкций,

$$\gamma_f^{\text{ПК}} = 1,0;$$

$G_{\text{ПК}}$ - собственный вес подкрановых конструкций (можно определить по фактическим сечениям, аналогичным проектам; с учетом грузоподъемности кранов по сериям /6,7/ или принять $q_{\text{ПК}} = 0,15$ кН/м²);

$F_{i,\max}^H$ - нормативное максимальное вертикальное давление колес мостовых кранов, определяется по ГОСТам или ТУ, а также по литературе /1,2,6,7/.

y_i - ординаты линии влияния;

Ψ - коэффициент сочетания, принимается по СНиП /3/ в зависимости от режима работы крана и количества кранов.

При учете двух кранов $\Psi = 0,85$ для групп режимов работы кранов 1К – 6К;

При учете четырех кранов $\Psi = 0,95$ для групп режимов работы кранов 7К,8К.

При учете одного крана вертикальные и горизонтальные нагрузки от него необходимо принимать без снижения.

На другой ряд колонн будет передаваться минимальное вертикальное давление:

$$D_{\min} = \gamma_f * \psi * \sum F_{i,\min}^H * y_i + \gamma_f^{\text{ПК}} * G_{\text{ПК}}$$

где $F_{i,\min}^H$ - нормативное минимальное вертикальное давление колес мостовых кранов,

$$F_{i,\min}^H = \frac{Q + G_{\text{КТ}}}{n_{\text{КК}}};$$

Q - грузоподъемность крана, кН;

$G_{\text{КТ}}$ - полный вес крана с тележкой /1,2,6,7/;

$n_{\text{кк}}$ - число колес крана с одной стороны.

Давление D_{max} и D_{min} передаются по осям подкрановых балок, которые установлены с эксцентриситетом по отношению к оси нижней части колонны. Поэтому на поперечную раму передаются крановые моменты $M_{\text{max}}^{\text{кр}}$, $M_{\text{min}}^{\text{кр}}$ (кН*м). D_{max} и D_{min} переносятся на ось нижней части колонны (рис.10).

$$M_{\text{max}}^{\text{кр}} = D_{\text{max}} * \ell_{\text{к}},$$

$$M_{\text{min}}^{\text{кр}} = D_{\text{min}} * \ell_{\text{к}},$$

здесь $\ell_{\text{к}}$ - расстояние от оси подкрановой балки до оси, проходящей через центр тяжести нижней части колонны.

Для крайних колонн $\ell_{\text{к}} = (0,5 - 0,6) * b_{\text{н}}^{\text{кр}}$, где $b_{\text{н}}^{\text{кр}}$ - ширина нижней части крайней колонны.

Для средних колонн $\ell_{\text{к}} = \lambda$, где λ - расстояние от оси подкрановой балки до оси верхней части колонны.

От инерционных сил при торможении тележки крана на колонны рамы действует сила поперечного торможения. Сила поперечного торможения определяется от двух сближенных для совместной работы кранов в пролете или двух кранов в разных пролетах, установленных в одном створе.

Считается, что данная сила передается на одну сторону крана на колонны и распространяется равномерно между всеми колесами крана с одной стороны. Передача силы поперечного торможения осуществляется на уровне тормозных конструкций и может быть направлена как внутрь рассматриваемого пролета, так и наружу (рис.11).

Определение величины давления на колонну от сил поперечного торможения производится через линию влияния. В большинстве случаев принимается та же линия влияния, что и при определении D_{max} и D_{min} (рис.12).

Расчетная горизонтальная сила $T_{\text{поп}}$ (кН), передаваемая подкрановыми балками на колонну от сил $T_{\text{к}}^{\text{н}}$:

$$T_{\text{поп}} = \gamma_f * \Psi * \sum T_{i,\text{к}}^{\text{н}} y_i$$

$$\text{Нормативное значение } T_{i,\text{к}}^{\text{н}} = f * \frac{(Q + Q_m) * n_{\text{ткк}}}{n_{\text{кт}} * n_{\text{кк}}^0},$$

где f - коэффициент трения, при гибком подвесе $f = 0.1$ при жестком подвесе $f = 0.2$;

G_T - вес тележки, кН /1,2/;

$\frac{n_{\text{ткк}}}{n_{\text{кт}}} = \frac{1}{2}$ - отношение числа тормозных колес тележки к числу колес тележки;

лес тележки;

$n_{\text{кк}}^0$ - число колес крана с одной стороны;

Ψ - коэффициент сочетаний, принимается от двух кранов.

Максимальное вертикальное давление от крановой нагрузки может быть приложено к одной и другой колоннам одного пролета, горизонтальное давление также действует на одну и другую колонны, причем как вправо так и влево. Поэтому в однопролетных зданиях от мостовых кранов следует учитывать шесть возможных загрузжений от которых определяются усилия в элементах поперечной рамы. В многопролетных рамах указанные загрузжения должны быть учтены в каждом из пролетов.

В рамах – блоках крановые нагрузки определяются в такой последовательности:

- рассматривается загрузжение кранами подкрановой балки крайнего пролета

$$l_{пб} = b_k^{кр} \text{ (чаще } b_k^{кр} = 6 \text{ м);}$$

- рассматривается загрузжение кранами подкрановой балки среднего пролета

$$l_{пб} = b_k^{сп} \text{ (} b_k^{сп} = 12; 18; 24 \text{ м).}$$

Рассматривается шесть возможных загрузжений в каждом пролете.

При этом крановая нагрузка на крайнюю колонну умножается на $n = \frac{b_k^{сп}}{b_k}$.

Загрузжение поперечной рамы крановыми нагрузками показано на рис. 13,14.

Ветровая нагрузка

Расчет поперечной рамы здания, как правило, выполняется только на среднюю составляющую ветровой нагрузки, соответствующей установленному напору на здание. Пульсационная составляющая ветровой нагрузки учитывается для одноэтажных производственных зданий высотой свыше 36 м при соотношении высоты к пролету более 1,5 /3, п. 6.2/ в местности типа А; В.

Характер распределения средней составляющей ветровой нагрузки зависит от профиля здания /3, прилож.4/.

Расчетное значение средней составляющей ветровой нагрузки W_m (кН/м²) определяется по формуле:

$$W_m = \gamma_F * k * C_E * W_0,$$

где γ_F - коэффициент надежности по нагрузке, для ветровой нагрузки, $\gamma_F = 1,4$;

W_0 - нормативное значение ветрового давления принимается по табл. 4, /3, табл.5/ в зависимости от ветрового района /3, карта 3/;

C_E - аэродинамический коэффициент, зависящий от конфигурации здания /3, прилож.4/ (в курсовом проекте можно принять для наветренных поверхностей $C_E = 0,8$; для подветренных $C_E = -0,6$).

Скоростной напор ветра увеличивается с высотой от поверхности земли, зависит от наличия различных препятствий. Поэтому различают три типа местности:

А – открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

В – городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;

С – городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

Таблица 5

Нормативное значение ветрового давления W_0

Ветровые районы (принимаются по карте 3, прил.5 из /3/)	I а	I	II	III	IV	V	VI	VII
$W_0, кН/м^2$	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

К – коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора в зависимости от высоты и типа местности, принимается по табл.5, /3, табл.6/ с учетом типа местности.

Таблица 6

Значение коэффициента К

Тип местности	Высота над поверхностью земли, м				
	≤ 5	10	20	40	60
А	0,75	1,0	1,25	1,5	1,7
В	0,5	0,65	0,85	1,1	1,3
С	0,4	0,4	0,55	0,8	1,0

Примечание: промежуточные значения коэффициентов К принимаются по линейной интерполяции.

С учетом вышеизложенной схемы ветровой нагрузки высотой до 5 м, от 5 до 10 м, от 10 до 20 м и от 20 до 40 м для производственного здания приведены на рис. 15,16. Однако при таких схемах ветровой нагрузки определить усилия в сечениях рамы довольно сложно. Поэтому в практике инженерных расчетов действительную ветровую нагрузку заменяют эквивалентной равномерно распределенной по длине колонны и по шатру.

Для определения коэффициента К введены обозначения на рис.15,16:

i - участок с однозначной эпюрой

γ - участок соединения (1 – для колонны, 2 – для шатра);

$h^1; h^2; h^3; h^4$ - высоты, характеризующие однозначную эпюру давления;

$h_1; h_2$ - длины участков соответственно колонны и шатра;

$h_\gamma^i (h_1^1; h_1^2; h_2^3; h_2^4)$ - протяженность участков с однозначными эпюрами на осредненных участках.

На каждом участке γ с однозначной эпюрой i находят осредненный коэффициент $K_{ср\gamma}^i$ по формуле:

$$K_{ср\gamma}^i = K_{н\gamma}^i + \frac{h_\gamma^i}{2} * tgi,$$

где tgi - тангенс угла наклона эпюры ветрового давления на участке с однозначной эпюрой (табл. 7).

Таблица 7

Значения tgi для участков с однозначной эпюрой (местность В)

Участок $i = 1$		Участок $i = 2$		Участок $i = 3$		Участок $i = 4$	
$K5$	$tg1$	$K10$	$tg1$	$K20$	$tg3$	$K40$	$tg4$
0,5	0	0,65	0,03	0,85	0,02	1,1	0,0125

Осредненный коэффициент на участках:

$$K_{ср1}^1 = K_{н1}^1 + \frac{h_1^1}{2} * tg1 = K5 = 0,5,$$

$$K_{ср1}^2 = K_{н1}^2 + \frac{h_1^2}{2} * tg2 = K5 + \frac{h_1^2}{2} * tg2,$$

$$K_{ср1}^3 = K_{н1}^3 + \frac{h_1^3}{2} * tg3 = (K5 + h_1^2 * tg2) + \frac{h_1^3}{2} * tg3,$$

$$K_{ср2}^3 = K_{н2}^3 + \frac{h_2^3}{2} * tg3 = (K10 + h_1^3 * tg3) + \frac{h_2^3}{2} * tg3,$$

$$K_{ср2}^4 = K_{н2}^4 + \frac{h_2^4}{2} * tg4 = K20 + \frac{h_2^4}{2} * tg4.$$

Находят средние коэффициенты на первом и втором участках по формулам:

$$K_{ср\gamma}^i = \frac{\sum K_{ср\gamma}^i * h_\gamma^i}{h_\gamma},$$

$$K_{ср1} = \frac{K_{ср1}^1 * h_1^1 + K_{ср1}^2 * h_1^2 + K_{ср1}^3 * h_1^3}{h_1},$$

$$K_{ср2} = \frac{K_{ср2}^3 * h_2^3 + K_{ср2}^4 * h_2^4}{h_2}.$$

Расчетное значение эквивалентной нагрузки W_i кН/м²

- на первом участке

для наветренной стороны

$$W_1^{нав} = \gamma_f * 0,8 * K_{ср1} * W_0,$$

для подветренной стороны

$$W_1^{\text{подв}} = \gamma_f * 0,6 * K_{\text{сп1}} * W_0;$$

- на втором участке

для наветренной стороны

$$W_2^{\text{нав}} = \gamma_f * 0,8 * K_{\text{сп2}} * W_0,$$

для подветренной стороны

$$W_2^{\text{подв}} = \gamma_f * 0,6 * K_{\text{сп2}} * W_0.$$

От конструктивной схемы ветровой нагрузки (см.рис.16) переходим к расчетной схеме.

Ветровая нагрузка, действующая выше отметки низа ригеля, приводится к сосредоточенным силам, приложенным на уровне нижнего пояса фермы. Высота шатра h_2 принимается с учетом уклона кровли.

$$\text{Для теплых кровель: } h_2 = h_{\text{оп}}^{\phi} + \frac{L_{\text{max}}}{2} * \text{tg} \alpha,$$

$$\text{где } \text{tg} \alpha = \frac{1,5}{100} = 0,015 \text{ (при уклоне кровли } i = 1,5\% \text{),}$$

L_{max} - максимальный пролет для теплых кровель. Так как холодные кровли двускатные, то за L_{max} принимается ширина всего здания.

Возможны две схемы загрузки рамы (см. рис. 15). На рис. 15 вариант I – без промежуточных стоек фахверка; вариант 2 – при промежуточных стойках фахверка.

Вариант 1. Расчетная погонная ветровая нагрузка на раму \bar{W} (кН/пог.м) на участке h_1 передается в виде равномерно распределенной: с наветренной стороны

$$\bar{W}_{\text{нав}} = W_1^{\text{нав}} * B_{\kappa},$$

с подветренной стороны

$$\bar{W}_{\text{под}} = W_1^{\text{под}} * B_{\kappa},$$

здесь B_{κ} - шаг поперечных рам, м.

С грузовой площади шатра A_1 (м^2) нагрузка в виде сосредоточенной силы $F_{\text{нав}}$ переносится на узел сопряжения верхней части колонны с ригелем.

$$F_{\text{нав}} = W_2^{\text{нав}} * A_1 = W_2^{\text{нав}} * h_2 * B_{\kappa},$$

$$F_{\text{под}} = W_2^{\text{под}} * A_1 = W_2^{\text{под}} * h_2 * B_{\kappa}.$$

Вариант 2. Имеются колонны и стойки фахверка.

Погонная расчетная ветровая нагрузка на поперечную раму \bar{W} (кН/пог.м):

с наветренной стороны

$$\bar{W}_{\text{нав}} = W_1^{\text{нав}} * \frac{B_{\kappa}}{2},$$

с подветренной стороны

$$\bar{W}_{\text{под}} = W_1^{\text{под}} * \frac{B_{\kappa}}{2},$$

здесь B_{κ} - шаг поперечных рам, м.

Нагрузка с ширины $\frac{B_{\kappa}}{2}$ передается стойками фахверка частично на фундамент, а частично в виде сосредоточенной силы на поперечную раму в верхних их узлах:

$$F_{\text{нав}} = W_2^{\text{нав}} * A_1 + 2 * W_1^{\text{нав}} * A_2,$$

$$A_1 = h_2 * B_{\kappa},$$

$$A_2 = \frac{B_{\kappa}}{4} * \frac{h_1}{2} = \frac{B_{\kappa} * h_1}{8}.$$

Направление ветра может быть как в одну так и в другую стороны. Поэтому расчет поперечной рамы выполняется на две схемы ветровых нагрузок: ветер слева; ветер справа. Загружение поперечной рамы ветровыми нагрузками показано на рис. 16.

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Каркас производственного здания представляет собой многократно статически неопределимую сквозную систему. В связи с этим определение расчетных усилий в элементах поперечной рамы каркаса представляет определенные сложности. В дипломном проекте при расчете рамы по программе «ЛИРА» сквозные колонны заменяют сплошными, а ригель можно оставить сквозным.

При расчете рамы по программе «РАМА» сквозные конструкции ригеля заменяют сплошными с эквивалентными жесткостями. При уклоне ригеля до 1:10 в расчете его можно принять горизонтальным.

На рис. 17 показана расчетная схема трехпролетной с рекомендуемой нумерацией узлов и стержней, принятой при расчете по программе «РАМА»; расчет рамы по программе «ЛИРА» приведен в методических указаниях /8, ч. II, пример 2/.

Определение жесткостей элементов поперечной рамы.

Жесткости элементов поперечной рамы могут быть назначены на основании аналогичных проектов, по типовым сериям с учетом действующих нагрузок /6,7,10,11,12/ или по прикидочным расчетам по формулам /9/. Определе-

ние жесткостей элементов рамы по прикидочным расчетам с учетом действующих нагрузок показано ниже.

Определение жесткости ригеля.

Жесткость ригеля EI_{ip} (кН/м²) определяется по формуле:

$$EI_{ip} = \frac{E * A_{вн} * A_{нип} * 0,8 * h_{\phi}^2}{A_{вн} + A_{нип}},$$

где h_{ϕ} - высота фермы кН;

E - модуль упругости, $E = 2,1 * 10^4$ кН/см²;

$A_{вн}$, $A_{нип}$ - площади сечений верхнего и нижнего поясов, см²,

$$A_{вн} = \frac{N_i}{R_y * \varphi * \gamma_c} = \frac{N_i}{0,8 * R_y};$$

$$A_{нип} = \frac{N_i}{R_y},$$

где N_i - усилие в поясах, кН;

R_y - расчетное сопротивление стали поясов, кН/м², принимается по стали поясов фермы.

Усилие в поясе

$$N_i = \frac{M_i}{h_{\phi i}},$$

где M_i - момент в ферме пролетом L_i , кН*м²;

$h_{\phi i}$ - высота фермы, м.

Максимальный изгибающий момент посередине ригеля определяется как в простой балке от расчетной нагрузки:

$$M_i = \frac{\left(\bar{q}_{\text{пост}} + \bar{q}_{\text{сн}} \right) * L_i^2}{8},$$

где $\bar{q}_{\text{пост}}$, $\bar{q}_{\text{сн}}$ - расчетные постоянная и снеговая нагрузки на ферму, кН/пог.м. (собираются с шага ферм):

$$EA_{pi} = E * (A_{вн} + A_{нип}) \text{ (кН)}.$$

Определение жесткости крайних стоек.

Жесткость подкрановой части колонны $EI_{ni}^{кр}$ (кН*м²) определяется по формуле:

$$EI_{hi}^{кр} = \frac{(N_{hi} + D_{max}^{кр}) * (\epsilon_n)^2}{K_n * R_y} * E,$$

где ϵ_n - ширина сечения нижней части колонны, м;

N_{hi} - расчетная максимальная продольная сила нижней части колонны от постоянной и снеговой нагрузок, кН,

$$N_{hi} = \frac{\left(\bar{q}_{пост} + \bar{q}_{сн} \right) * L_i^2}{8}$$

($\bar{q}_{пост}, \bar{q}_{сн}$ - соответственно постоянная и снеговая расчетные нагрузки на колонны крайнего ряда кН/пог.м, определяются с шага колонн по крайнему ряду; L_i - пролет фермы, примыкающий к колонне, м);

$D_{max}^{кр}$ - максимальное вертикальное давление на крайнюю колонну от мостовых кранов, кН;

K_n - коэффициент, зависящий от шага колонн и высоты рамы: при шаге колонн $B_k = 12$ м равен 3,2 ... 3,3; $B_k = 6$ м равен 2,5 ... 3;

R_y - расчетное сопротивление колонны.

$$EA_{hi}^{кр} \approx 2 * EI_{hi}^{кр},$$

Жесткость надкрановой части колонны $EI_{hi}^{кр}$ определяется по формуле:

$$EI_{vi}^{кр} = \frac{EI_{hi}^{кр}}{K_\epsilon} * \left(\frac{\epsilon_\epsilon}{\epsilon_n} \right)^2,$$

где ϵ_ϵ - ширина сечения верхней части колонны, м;

K_ϵ - коэффициент, учитывающий разную жесткость верхней и нижней частей колонны; при жестком сопряжении ригеля с колонной $K_\epsilon = 1,2 \dots 1,8$, при шарнирном - $K_\epsilon = 1,8 \dots 2,3$.

$$EA_{vi} \approx 4 \dots 5 * EI_{vi} \text{ (кН*м}^2\text{)}.$$

Определение жесткостей средних стоек.

Жесткость подкрановой части колонны:

$$EI_{hi}^{ср} = \frac{(N_{hi} + 2 * D_{max}^{ср}) * (\epsilon_n)^2}{K_n * R_y} * E,$$

где $D_{max}^{ср}$ - максимальное вертикальное давление на среднюю колонну от мостовых кранов, кН;

N_{hi} - расчетная максимальная продольная сила нижней части средней колонны от постоянной и снеговой нагрузок, кН;

$$N_{ni} = \frac{\left(q_{\text{пост}} + \bar{q}_{\text{сн}} \right) * (L_i + L_{i+1})}{2},$$

$\left(q_{\text{пост}} + \bar{q}_{\text{сн}} \right)$ - погонные расчетные постоянная и снеговая нагрузки, собираются с шага средних колонн;
 $(L_i + L_{i+1})$ - пролеты ферм примыкающих к колонне.

$$EA_{ni}^{\text{cp}} \approx 2 * EI_{ni}^{\text{cp}}.$$

Жесткость надкрановой части колонны EI_{vi}^{cp} (кН*м²) определяется по формуле:

$$EI_{vi}^{\text{cp}} = \frac{EI_{ni}^{\text{cp}}}{K_B} * \left(\frac{e_B}{e_H} \right)^2,$$

$$EA_{vi}^{\text{cp}} \approx 4...5 * EI_{vi}^{\text{cp}}.$$

Затем жесткости элементов вводятся в программу «РАМА». Еще раз отметим: для рамы – блока жесткости крайних колонн и ригелей суммируются (см. рис. 17).

В дипломном проекте после выполнения статического расчета поперечной рамы и подбора сечений ее элементов необходимо сопоставить фактические моменты инерции с соответствующими первоначально принятыми. Отклонения в соотношениях моментов инерции не должны превышать 30 %. При большей разнице сечения элементов рамы уточняются и расчет поперечной рамы выполняется заново (с уточненными моментами инерции и площадями).

На рис. 7,8, 13-16 в качестве примера приведены расчетные схемы трехпролетного здания при загрузении его постоянной, снеговой, крановыми и ветровыми нагрузками.

Статический расчет поперечной рамы.

От каждого вида нагрузки (загружения 1 ... 14 для трехпролетной рамы) определяются по любой из указанных программ усилия (M, N, Q) в элементах рамы (см. пример расчета в части 2 методических указаний /13/). Для контроля обязательно распечатываются исходные данные, расчетная схема с действующими нагрузками и усилия в элементах рамы. Результаты статического расчета поперечной рамы выдаются вычислительным центром в табличной форме (см. ч.2 /13/). При построении эпюр моментов пользуются следующим правилом знаков по программе «РАМА»:

Расчетные усилия в колонне

Результаты статического расчета сводятся в таблицу расчетных усилий для одной из колонн (в курсовом проекте выбирается левая колонна) и по ним составляют возможные сочетания нагрузок (табл.7). Усилия M и Q для схем № 11, 12, 13, 14 (для трехпролетной рамы) необходимо записывать с двумя знаками \pm , имея в виду, что сила поперечного торможения может быть приложена как справа, так и наоборот. В табл. 7 количество строк для записи усилий от крановой нагрузки принимается в зависимости от числа пролетов.

Определив в раме усилия от каждой из расчетных нагрузок, нужно найти их наиболее невыгодные сочетания, которые могут быть неодинаковыми для разных сечений колонны. В табл. 7 показаны четыре характерных сечения:

- для верхней части колонны: I-I – верхнее сечение; II – II – нижнее сечение;
- для нижней части колонны: III – III – верхнее сечение; IV –IV – нижнее сечение.

По полученным значениям M , N , Q , вызванных отдельными загрузками, составляют таблицу комбинаций расчетных усилий (табл.8).

В соответствии со СНиП /3/ предусмотрены два вида сочетаний нагрузок – основные и особые. При расчете конструкций на основные сочетания нагрузок в случае учета одной кратковременной нагрузки коэффициент сочетаний $\psi_c = 1$, а при учете двух и более кратковременных нагрузок их значения умножаются на $\psi_c = 0,9$. Поэтому в сводной табл.7 там, где приводятся усилия от каждого вида кратковременной нагрузки, необходимо привести две графы с коэффициентом сочетаний загрузка $\psi_c = 1$ и $\psi_c = 0,9$. Нагрузки от снега, кранов и ветра относятся к кратковременным. Нагрузки от вертикального давления кранов и поперечного торможения кранов рассматриваются при учете сочетаний при учете сочетаний как одна кратковременная нагрузка.

При определении расчетных комбинаций усилий одновременно рассматриваются усилия от вертикального давления мостовых кранов и усилия от поперечного торможения. Исходя из возможных фактических условий работы крана принимают, что сила поперечного торможения может быть приложена к любой из колонн рассматриваемого пролета при действии на нее силы D_{\max} . Для однопролетной поперечной рамы здания от крановой нагрузки учитываются схемы: крановая нагрузка от вертикального давления двух сближенных для совместной работы кранов. Для многопролетных зданий крановая нагрузка учитывается: от вертикального давления четырех кранов (по два крана в каких – либо пролетах, не обязательно соседних, при загрузке которых возникают наибольшие усилия в сечении колонны); от поперечного торможения – от двух сближенных для совместной работы кранов в пролете (загружается одна колонна силой $T_{\text{поп}}$).

Нельзя одновременно учитывать усилия от крановой нагрузки схем № 5,6 или 7,8 или 9,10, так как они являются взаимоисключающими, а также усилия от ветровой нагрузки схем № 3,4, действующие на здание с двух взаимно противоположных направлений (см. табл.7).

Для определения расчетных усилий обычно составляют четыре комбинации усилий:

1) наибольший положительный момент и соответствующая продольная сила (+ M_{\max})

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Металлические конструкции. Общий курс: Учеб. для вузов/ Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников и др.; Под общ. ред. Е.И. Беленя. 6 –е изд., перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1986. 560 с.
2. Проектирование металлических конструкций. Спец. курс. Учеб. пособие для вузов/ В.В. Бирюлев, И.И. Кошкин, И.И. Крылов, А.В. Сильвестров. Л.: Стройиздат, 1990. 432 с.
3. СНиП 2.01.07 –85*. Нагрузки и воздействия/ Госстрой СССР. М.:ЦИТП Госстроя СССР,1986. 36 с.
4. Изменение № 2 СНиП 2.01.07 –85*. Нагрузки и воздействия.
5. СНиП II-23-81* . Стальные конструкции/ Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР,1990. 96 с.
6. Серия 1.426.2 –3. Стальные подкрановые балки. Вып.І. Разрезные подкрановые балки пролетами 6 и 12 м под мостовые электрические краны общего назначения грузоподъемностью до 50 т. М., 1983.
7. Серия 1.424.3 –7. Стальные колонны одноэтажных производственных зданий, оборудованных мостовыми кранами.
8. Расчет строительных конструкций с помощью пакета прикладных программ «ЛИРА»: Метод. указания для курсового и дипломного проектирования студентов спец. ПГС дневн., вечер. и заоч. отд. Ч.1, 2/ Сост. И.Н. Фаизов, Е.И. Новопашина, И.И. Зуева; Перм. политехн. ин - т. Пермь,1987.
9. Расчет стальных конструкций: Спр. пособие/ Я.М. Лихтарников, Д.В. Ладыженский, В.М. Клыков. 2-е изд., перераб. и доп. Киев: Будивельник,1984. 386 с.
10. Серия 1.460.2 –10. Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с фермами из парных уголков. Вып.І.
11. Серия 1.460.3 –15. Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с применением ферм с поясами из широкополочных двутавров. Вып.І.
12. Серия 1.460.3 –17.1КМ. Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с применением ферм с поясами из труб.
13. Проектирование металлического каркаса одноэтажного производственного здания. Ч.2: Сбор нагрузок. Пример расчета/ Сост. И.И. Зуева, Б.И. Десятов; ПГТУ.