

ЛНВ. 1
ЭКЗ. 51

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ БССР

БРЕСТСКИЙ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

Кафедра металлических и деревянных
конструкций

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА "СТАЛЬНОЙ КАРКАС
ОДНОЭТАЖНОГО СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО
ЗДАНИЯ" С ПРИМЕНЕНИЕМ ЭВМ ПО КУРСУ "МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ
КОНСТРУКЦИИ"

Для студентов специальности 1205 -
"СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО"

БР Е С Т - 1 9 8 2

Методические указания рассмотрены и одобрены на заседании кафедры металлических и деревянных конструкций " 20 " декабря 1982 г. /протокол № 6 /.

Рецензенты: кафедра металлических и деревянных конструкций Белорусского ордена Трудового Красного Знамени политехнического института; к.т.н. Ю.М. Сергеев – зав. лабораторией "металлические и деревянные конструкции" ИСА Госстроя БССР.

Методические указания написаны:
разделы 1 и 2 – к.т.н., доц. А.Т. Яковенко;
раздел 3 и программа **SRRUS** – доц. В.П. Уласевичем;
раздел 4 – ст.преп. А.В. Мухомин.

Общее редактирование выполнено доц. В.П. Уласевичем.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящие методические указания составлены в соответствии с программой курса "Металлические конструкции" для высших учебных заведений по специальности I205 "Сельскохозяйственное строительство", утвержденное учебно-методическим управлением по высшему образованию от 5 ноября 1979 г. (Индекс УМУ-Т-12/524).

При составлении указаний за основу взяты методические положения учебника "Металлические конструкции" доктора технических наук, проф. К. К. Муханова. Изд. 3, М., Стройиздат, 1976.

Указания содержат справочный материал для определения нагрузок, некоторые конструктивные решения, правила подготовки числового материала и расшифровки результатов при расчете на ЕС ЭВМ с использованием программы *SARIUS*.

При работе над курсовым проектом студент должен проработать соответствующие параграфы учебника "Металлические конструкции", лекции, главы СНиП и другие источники, на которые в настоящих методических указаниях даны ссылки.

В В Е Д Е Н И Е

Курсовое проектирование является важным этапом учебного процесса. Выполнение проекта закрепляет и углубляет теоретические знания, позволяет приобрести практические навыки в решении многих теоретических вопросов, а также правильно пользоваться нормами, каталогами, ГОСТами и другой технической литературой.

Курсовой проект металлического каркаса сельскохозяйственного здания разрабатывается на основе индивидуального задания, выдаваемого руководителем проекта. Заданием устанавливаются: тип здания, основные его размеры (длина, ширина, высота), а также указывается район строительства и некоторые другие данные.

Приступая к работе над проектом, студент должен изучить выданное ему задание, ознакомиться с технической литературой и действующими нормами строительного проектирования для того, чтобы получить ясное представление о проектируемом здании.

Все записи и выписки из нормативных материалов (расчеты, эскизы отдельных конструкций с размерами, узлы, сопряжения) следует вести в специальной тетради со ссылкой на источники, что в дальнейшем понадобится для составления пояснительной записки.

I. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА

I.1. Размещение здания в плане

Так как конструктивная схема здания predetermined заданием, следует сделать эскиз плана на отм. 0,000 М I : 500 (рис. I). На план наносят сетку колонн [3], стр. 410, [4], стр. 291 и, при необходимости, устанавливают места температурных швов [3], стр. 411-412, [4], стр. 445. Для использования одностипных ограждающих конструкций колонны у торцов здания и у поперечного температурного шва смещают с оси на 500 мм.

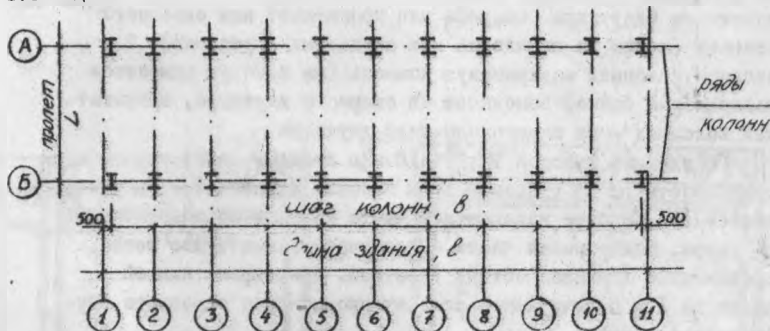


Рис. I

I.2. Компонировка поперечной рамы

Современная конструктивная форма каркаса здания - ряд плоских поперечных рам, объединенных в геометрически неизменяемую пространственную систему с помощью связей. Ригелем обычно является ферма, унифицированные схемы которых см. стр. 290 [3] и стр. 311 [4]. Здания с покрытиями из фермы могут быть бескрановыми или оборудованные подвесными кранами и мостовыми опорными кранами легкого, среднего и тяжелого режимов работы. Устройство подвесных кранов допускается только при шаге стропильных ферм менее 6 м. При шаге колонн 12 м и шаге ферм 6 м по колоннам устанавливаются подстропильные фермы.

Опираемые стропильные фермы на колонны или на подстропильные фермы приняты шарнирными. В массовом строительстве распространены типовые фермы, запроектированные из прокатных уголкового профиля. В условиях агрессивных сред рекомендуются фермы из круглых и прямоугольных труб.

Типы колонн промышленных зданий см. стр. 360 [3]. Параметры сечений колонн определяются высотой здания, типом мостового крана, нагрузками, размерами и конфигурацией здания.

В зданиях высотой до 9,6 м (отметкой верха колонн) включительно при установке подвесных и опорных мостовых кранов грузоподъемностью до 20 т рациональнее колонны постоянного по высоте сечения (одноветвевые). Применяются колонны сплошного (двутавры сварные или прокатные) или овального сечения (ветви из швеллеров или прокатных двутавров). В сварных колоннах подкрановую консоль (на которую опирается подкрановая балка) выполняют из сварного двутавра, в прокатных колоннах — из широкополочного двутавра.

В зданиях высотой 10,8 + 18 м с кранами любой грузоподъемности до 50 т применяются колонны ступенчатые (двухветвевые). Сечение надкрановой части колонны из сплошного двутавра. Подкрановая часть — решетчатая; имеет две ветви, соединенные двухплоскостной решеткой. При ширине нижней части до 1 м включительно колонну проектируют сплошного двутаврового сечения.

Привязка колонн к разбивочным осям здания осуществляется следующими способами: нулевая для зданий с подвесными кранами (рис. 2) и для невысоких зданий (до 10 м) с опорными мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно; со смещением от наружных граней колонн на расстояние $b_0 = 250$ мм для мостовых кранов грузоподъемностью $Q \geq 50$ т и высотой здания свыше 10 м (рис. 3).

Размеры по вертикали привязывают к отметке пола, принимая ее нулевой.

В зданиях с подвесными кранами полезная высота здания дается в задании на курсовой проект.

В зданиях с опорными мостовыми кранами H определяется как сумма h_3 и h_4 (рис. 3). Величина h_3 (расстояние до верха головки рельса) дается в задании. Расстояние от

головки рельса до низа конструкций покрытия

$$h_4 = (h_k + 100) + a,$$

где h_k - высота крана от головки рельса до верхней точки тележки. Размеры величины h_k см. ГОСТы на краны или табл. 3;

100 мм - минимальный зазор между верхней точкой грузовой тележки и низом строительных конструкций, установленный ГОСТом на краны;

$a = 200 + 400$ мм - размер, учитывающий прогиб фермы, осязей (для пролетов зданий $L = 18, 24, 30$ и 36 м можно принимать соответственно $a = 200, 200, 300, 400$ мм). Окончательный размер h_4 принимается кратным 200 мм.

Размер H в соответствии со стандартом СТ СЭВ 1404-78 принимается кратным 6М (600 мм) для зданий с высотой этажа до 7200 мм и 12М - свыше 7200 мм.

Для зданий, оборудованных опорными мостовыми кранами, устанавливаются размеры верхней h_2 и нижней h_1 частей колонны. Высота верхней части колонны

$$h_2 = h_{пб} + h_p + h_4,$$

где $h_{пб}$ - высота подкрановой балки, величину которой ориентируются можно принять по табл. 1;

h_p - высота кранового рельса, которая равна 120 мм КР70.

Таблица 1

Грузоподъемность крана, т	Высота подкрановых балок при пролетах, м	
	6	12
5,10	650	1000
15	800	1000
20/5	800	1250
30/5	900	1250
50/5	1250	1400

Высота нижней части колонны:

$$h_1 = H + 600 - h_2,$$

где 600 мм - заглубление колонны ниже уровня пола (отм. 0,000).

$$h = h_1 + h_2$$

Общая высота ступенчатой колонны

Высота опорной части колонны принимается равной высоте фермы на опоре.

Размеры по горизонтали вызывают к продольным осям

зданий. Ширина верхней части ступенчатой колонны назначается из условий жесткости и не должна быть менее $1/12 h_2$

Расстояние от оси подкрановой балки до оси колонны (рис. 3) должно быть не менее

$$\lambda \geq \delta_k + (\delta_2 - \delta_0) + c,$$

где δ_k - часть кранового моста, выступающая за ось рельса (рис. 3), принимаемая по ГОСТам (См. также табл. 3); c - зазор между краном и колонной по требованиям безопасности должен быть не менее 60 мм для кранов $Q \leq 50$ т. Размер λ должен быть кратным 250 мм.

Ширина нижней части колонны при совмещении оси подкрановой ветви с осью подкрановой балки

$$\delta_1 = \lambda + \delta_0.$$

По условиям жесткости должно выполняться условие $\delta_1 \geq 1/20 h_1$.

В зданиях с подвесными кранами и с расположением подкрановых балок на консолях колонны принимают постоянного сечения ($\delta_1 = \delta_2$). Ширина таких колонн не должна быть менее $1/25$.

1.3. Компоновка связей

Для объединения плоских несущих конструкций каркаса в жесткое пространственное сооружение используются связи между колоннами и элементами покрытия.

Компоновку связей следует осуществлять исходя из указаний [3], стр. 417-423, [4], стр. 296-302.

Вертикальные связи между колоннами ставят по всем продольным рядам колонн. Для уменьшения температурных напряжений связи лучше всего расположить в середине температурного отсека. При длине температурного блока более 144 м устраивают две вертикальные связи, располагая ближе к середине отсека.

В зданиях с мостовыми кранами вертикальные связи между колоннами ставятся надкрановые (верхние) и подкрановые (нижние) (рис. 4, а, б). Надкрановые связи имеют V-образную форму, подкрановые - крестообразную. По колоннам постоянного сечения, а также по верхним частям ступенчатых колонн при ширине сечения колонны до 600 мм верхние связи устанавливают по оси колонн. При более широких сечениях колонн ста-

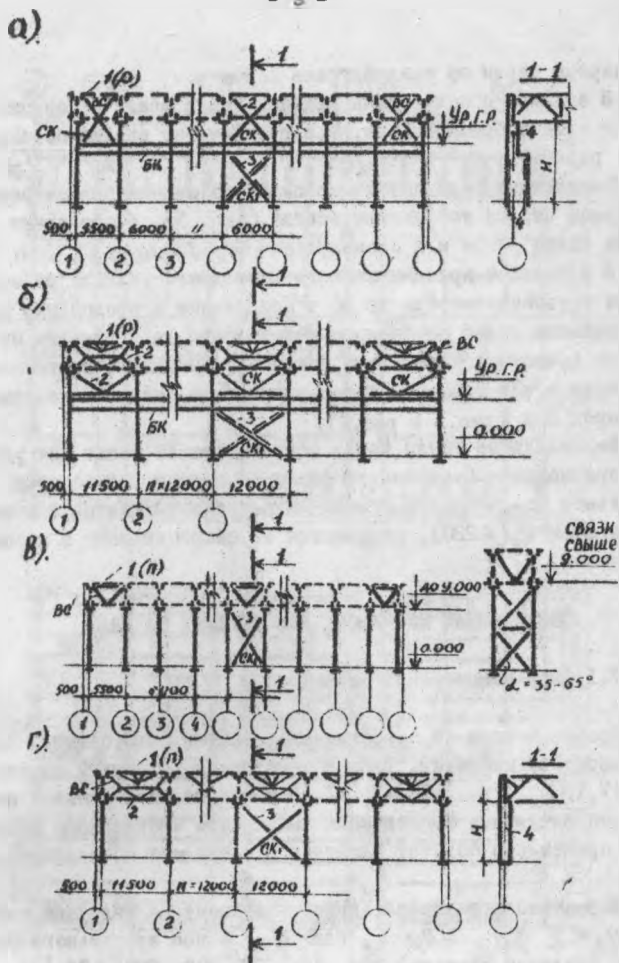


Рис. 4. Схемы связей по колоннам с опорными мостовыми (а, б) и подвесными кранами (в, г)

I - распорки (Р), прогоны (II); 2 - элементы верхних связей - ВЛ, Ж; 3 - элементы нижних связей - ЖI; 4 - плоскость вертикальных связей

вят парные связи по каждой грани колонны.

В зданиях с подвесными кранами связи между колоннами ставят крестообразные (рис. 4.в,г). Сечения связей подбирают по расчету.

Поперечные горизонтальные связи по нижним поясам ферм по торцам отсека устраивают всегда (рис. 5), а при длине отсека более 96 м и в пролетах - через каждые 42-60 м.

В зданиях с кранами легкого и среднего режимов работы при их грузоподъемности до 50 т поперечные и продольные горизонтальные связи по верхним поясам ферм не ставят. Их функции (вместе с элементами покрытия) выполняют вертикальные связи между фермами, которые при этом ставят не реже чем через 6 м (рис. 5 и рис. 6).

Вертикальные связи между фермами ставят также для удобства при монтаже (закрепляют фермы от падения, фиксируют правильное положение) и ограничения гибкости святых верхних поясов ферм ($\lambda \leq 220$), оставшихся не закрепленными в процессе монтажа.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА РАМУ

2.1. Вес конструкций покрытия

Кровля вместе со стропильными фермами, прогонами и связями образует покрытие. Типы и конструкции покрытий см. стр. 294-307, [3], стр. 242-247, [4]. В пояснительной записке необходимо вычертить конструкции выбранного кровельного покрытия и произвести подсчет нагрузок в следующей последовательности.

Нормативная распределенная поверхностная нагрузка покрытия $q_n = \sum q_{ni}$, кПа, где q_{ni} - вес кровельного покрытия (включая прогоны), см. стр. 294-300, 320, 432 [3], а также табл. 2.

q_{n2} - вес связей покрытия 0,040 ÷ 0,060 кПа;

q_{n3} - вес ферм 0,200 ÷ 0,250 кПа.

Меньшие значения веса берутся для пролета $L = 18$ м, большие - для пролета $L = 36$ м.

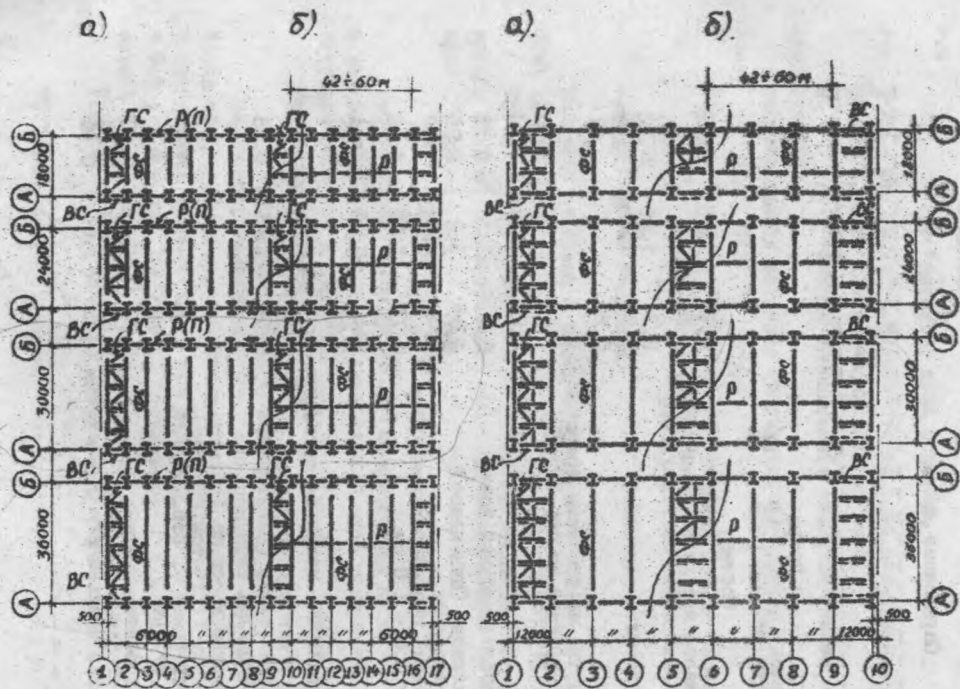


Рис. 5. Связи по нижним (а) и по верхним (б) поясам ферм при шаге колонн 6 м

Рис. 6. Связи по нижним (а) и по верхним (б) поясам ферм при шаге колонн 12 м

Таблица 2

Справочные данные о весе покрытий

Тип и конструкция покрытия	: $\frac{q}{\text{кга}}$: $\frac{q}{\text{кга}}$: $\frac{q}{\text{кга}}$
А. Утепленные покрытия отапливаемых зданий			
1. Беспрогонное покрытие из комплексионных панелей (конструкция см. стр. 287, 299 [3])			
Состав:			
Стальной каркас панели	0,25	1,05	0,26
Стальной профилированный лист $t = 0,8 + 1,0$ мм с двух сторон	0,3	1,05	0,32
Утеплитель (пенопласт)	<u>0,05</u>	<u>1,2</u>	<u>0,06</u>
	0,60		0,64
2. Покрытие по стальным прогонам (конструкция см. стр. 295, [3], стр. 243, [4])			
Состав:			
Гидроизоляционный ковер	0,1	1,2	0,12
Утеплитель (пенопласт)	0,05	1,2	0,06
Пароизоляция	0,04	1,2	0,05
Стальной профилированный лист $t = 0,8 + 1,0$ мм	0,15	1,05	0,16
Прогоны	<u>0,1</u>	<u>1,05</u>	<u>0,11</u>
	0,44		0,50
Б. Неутепленные покрытия неотапливаемых зданий			
1. Беспрогонное покрытие из стальных листов (конструкция см. стр. 299, [3])			
	0,55	1,05	0,58
2. Волнистые листы по стальным прогонам (с учетом их веса). Конструкция см. стр. 296, [3], стр. 243, [4]			
а) асбестоцементные	0,30	1,1	0,33
б) стальные $t \leq 1$ мм	0,25	1,05	0,26
в) алюминиевые $t = 0,6 + 0,8$ мм	0,15	1,05	0,16

- 13 -

Расчетная распределенная поверхностная нагрузка покрытия

$$q = \sum q_{ли} \cdot \gamma_{ли}, \text{ кПа},$$

где $\gamma_{ли}$ - коэффициенты надежности от веса конструкций:

$\gamma_{ли} = 1,05$ на металлические конструкции,

$\gamma_{ли} = 1,2$ на изоляционные слои, выполняемые в заводских условиях.

Распределенная линейная (погонная) нагрузка на ригель

рамы $q_1 = q \cdot B$, кН/м.

Расчетная сосредоточенная сила от ригеля на одну колонну

$$F_q = \frac{q_1 \cdot L}{2}, \text{ кН}.$$

2.2. Снеговая нагрузка

Нагрузка от снега и схема загрузки принимаются по СНиП II-6-79 [2].

Нормативная распределенная поверхностная снеговая нагрузка на 1 м^2 горизонтальной проекции определяется по формуле

$$R_n = \rho_0 \cdot S, \text{ нПа},$$

Вес снегового покрова R_n , нПа определяется по п.5.2 [2], в зависимости от района строительства. Схемы распределения снеговой нагрузки и значения коэффициента S см. табл.5 [2].

Расчетная снеговая нагрузка

$$R = R_n \cdot \gamma_s, \text{ кПа}.$$

Коэффициент надежности γ_s для снеговой нагрузки зависит от отношения веса покрытия к весу снегового покрова и принимается равным: 1,4 - при $q_n/\rho_0 \geq 1$; 1,5 - при $q_n/\rho_0 = 0,8$; 1,4 - при $q_n/\rho_0 < 0,4$. Промежуточные значения принимаются по интерполяции.

Распределенная линейная нагрузка на ригель рамы

$$q_s = R \cdot B, \text{ кН/м}.$$

Расчетная сосредоточенная сила от снега на одну колонну

$$F_p = \frac{q_s \cdot L}{2}, \text{ кН}.$$

2.3. Ветровая нагрузка

На раму здания действует ветровая нагрузка с наветренной (активное давление) и саветренной (отсос) сторон (см. рис. 7, а). Расчетное значение статической оставяющей распределенной линейной нагрузки определяется по формуле

$$q_A = q_0 \cdot \beta_z \cdot c \cdot B \cdot \kappa, \text{ кН/м.}$$

где q_0 - скоростной напор на высоте 10 м от поверхности земли, значение которого зависит от района отроительства и принимается по данным табл. 6, [2];

$\beta_z = 1,2$ - коэффициент надежности по ветровой нагрузке;

c - аэродинамический коэффициент, зависящий от очертания и размеров здания и принимается по схеме табл. 8, [2];

B - шаг колонн, м.

κ - коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора с высотой и тип местности, определяется по формулам:

для местности типа А $\kappa = \left(\frac{z}{10} \right)^{0,34}$;

для местности типа Б $\kappa = 0,85 \left(\frac{z}{10} \right)^{0,44}$,

где z - высота над поверхностью земли, м.

Для местности типа В коэффициент κ принимается равным 0,3; 0,5; 0,63 соответственно для z равного 10, 20 и 30 м.

К типу А относятся открытые местности. К типу Б относятся леса, территории малых и средних городов, территории больших городов, застроенные зданиями высотой до 20 м.

К типу В относятся территории больших городов, застроенные зданиями высотой свыше 20 м.

Для расчета рамы на ЭВМ в зданиях высотой более 10 м ветровую нагрузку на колонну (площадь A_z , рис. 7, а) принимают эквивалентной равномерно распределенной по длине колонны (рис. 7, б). Эквивалентную нагрузку можно найти из условия равенства изгибающих моментов в заземленной колонне от фактической эпюры ветрового давления q_A и от равномерно распределенной нагрузки (рис. 7, б)

$$q_{\text{экв}} = 2M/R^2, \text{ кН/м,}$$

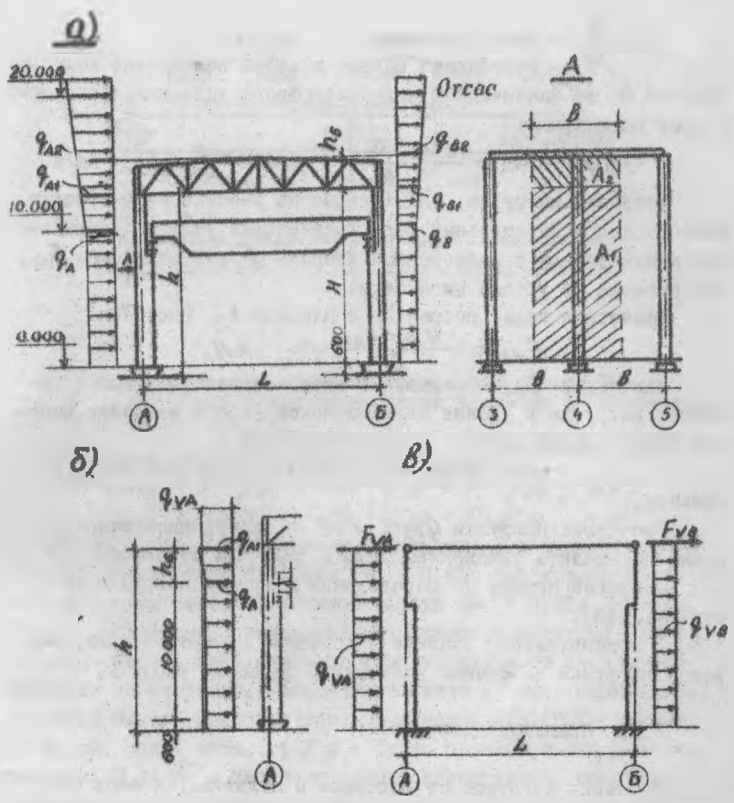


Рис. 7. Схемы ветровой нагрузки на раму

- а - воздействие ветра на раму по нормам проектирования;
- б - приведение к эквивалентной нагрузке;
- в - расчетная схема рамы на действие ветровой нагрузки

где h - высота колонны;
 M - изгибающий момент в месте заземления колонны высотой h от фактической эпюры ветрового давления, приходящегося на колонну:

$$M = \frac{q_0 \cdot h^2}{2} + \frac{(q_{A1} + q_{A2}) \cdot h_5}{2} \left(10,6 + \frac{2}{3} h_5\right), \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Ветровая нагрузка, действующая на участке выше отметки нижнего пояса стропильных ферм, заменяется условно сосредоточенными силами с наветренной стороны F_{VA} и от отсоса F_{VB} , приложенные в уровне низа ферм.

Расчетная сила, собранная с площади A_2 , Рис. 7,а

$$F_{VA} = \frac{q_{A1} + q_{A2}}{2} \cdot h_5, \text{ кН,}$$

где q_{A1} и q_{A2} - расчетные значения распределенной линейной нагрузки в уровне нижнего пояса ферм и наиболее высокой точки здания (конька) (см. рис. 7,а);

h_5 - расстояние между низом стропильной фермы и коньком.

Расчетные нагрузки q_{VB} и F_{VB} с заветренной стороны можно определить умножением q_{VA} и F_{VA} на отношение $\frac{q_B}{q_A}$.
Числовой пример по определению ветровой нагрузки см. стр. 443, [3].

В пояснительной записке необходимо вычертить схему ветровой нагрузки со своими размерами, подобной рис. [7].

2.4. Крановые нагрузки

Значения нагрузок от мостовых и подвесных кранов определяются в зависимости от режима их работы (интенсивности эксплуатации). Мостовые краны могут быть легкого, среднего, тяжелого и весьма тяжелого режимов работы. Подвесные электрические краны следует относить к среднему режиму работы.

2.4.1 Нагрузки от мостовых кранов

В однопролетном здании вертикальная нагрузка для расчета рамы принимается от двух сближенных кранов при невыгодном для колонны положении на подкрановой балке (рис. 8),

(6)

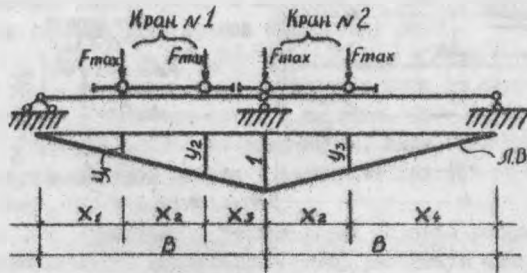


Рис. 8. Схема загрузки разрезных подкрановых балок при определении давления на колонну

Расчетная вертикальная сила на колонну

$$F_{\text{max}} = \psi \cdot \gamma_1 \cdot F_{\text{max}} \cdot \sum y + F \cdot \gamma_2, \text{ кН};$$

$$F_{\text{min}} = \psi \cdot \gamma_1 \cdot F_{\text{min}} \cdot \sum y + F \cdot \gamma_2, \text{ кН}.$$

Здесь ψ — коэффициент сочетаний. Для кранов легкого и среднего режимов работы $\psi = 0,85$, для кранов тяжелого и весьма тяжелого режимов работы $\psi = 0,95$; $\gamma_1 = 1,1$ — коэффициент надежности по крановой нагрузке; $\gamma_2 = 1,05$ — коэффициент надежности по нагрузке от веса металлических конструкций; F_{max} — наибольшее (F_{min} — наименьшее) давление одного колеса крана, принимаемое по ГОСТу, каталогу, см. также табл. 3; $\sum y$ — сумма ординат линии влияния (см. рис. 8); F — вес подкрановых конструкций, величину которого ориентировочно можно принять на 1 погонный метр при грузоподъемности крана $Q = 5 + 15 \text{ т}$, $F = 2 + 6 \text{ кН/м}$ и $Q = 20 + 50 \text{ т}$, $F = 4 + 6 \text{ кН/м}$.

Подкрановые балки установлены с эксцентриситетом по отношению к оси колонны, поэтому в раме от их вертикального давления возникают сосредоточенные моменты (рис. 13), на которые рассчитывается рама.

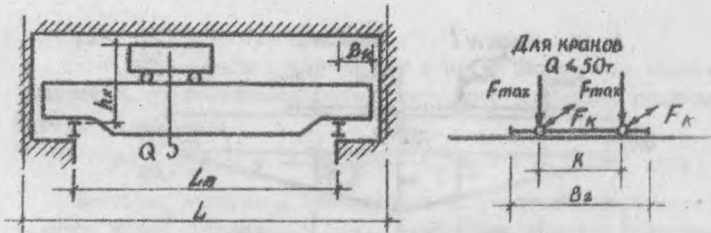


Рис. 9. Основные параметры и размеры опорных мостовых кранов

Таблица 3

$Q,$ Т	$L_n,$ М	$B_k,$ М	$D_2,$ М	$K,$ М	$h_k,$ М	$F_{max},$ кН	$F_{min},$ кН	$F_k,$ кН
5	16.5	0.23	4.62	5.5	1.65	65	50	1.8
	22.5		5.91	5.0		77	45	
	28.5		5.91	5.0		94	60	
	34.5		5.91	5.0		112	70	
10	16.5	0.26	5.51	4.4	1.9	96	20	3.0
	22.5		5.51	4.4		109	35	
	28.5		5.8	5.0		123	45	
	34.5		5.8	5.0		135	55	
16	16.5	0.26	5.6	4.4	2.3	147	30	5.0
	22.5		5.6	4.4		158	40	
	28.5		6.2	5.0		175	50	
	34.5		6.8	5.6		206	60	
20/5	16.5	0.26	5.6	4.4	2.4	178	40	6.4
	22.5		5.6	4.4		187	55	
	28.5		6.2	5.0		207	60	
	34.5		6.8	5.6		239	70	
32/5	16.5	0.3	6.5	5.1	2.75	266	70	10.1
	22.5		6.5	5.1		281	80	
	28.5		6.5	5.1		302	90	
	34.5		7.5	6.2		337	100	

Расчетная горизонтальная нагрузка от силы поперечного торможения тележек двух кранов на колонну рамы

$$F_{H, \max} = \psi_n \cdot \gamma_n \cdot F_n \cdot \Sigma y, \text{ кН,}$$

где F_n — горизонтальная поперечная сила от одного колеса крана, размер величины которой см. табл. 8;

$\psi_n, \gamma_n, \Sigma y$ — значения этих величин см. выше, так как наибольшее горизонтальное давление возникает при том же положении крана, что и вертикальное.

Сила F_H приложена в уровне верха головки рельса.

В пояснительной записке вычертить расчетную схему рамы на действие нагрузок от собственного веса, снега, ветра и от мостовых кранов, см. рис. 13.

2.4.2 Нагрузки от подвесных кранов

Согласно п. 4.12 [2] в однопролетном здании для расчета рамы (в том числе колонн, подстропильных конструкций) вертикальная нагрузка от подвесных кранов как при одном, так и при двух крановых путях принимается от двух обремененных кранов, при невыгодном их воздействии. При применении разрезных балок подвесных путей схему загрузки см. рис. 8. Применение неразрезной схемы вместо разрезной позволяет снизить расход стали на пути и улучшить условия эксплуатации механизмов и практического влияния на утяжеление стропильных конструкций не оказывает. Схему загрузки неразрезных балок подвесных путей для определения максимального воздействия на ферму (реакция в ферме в месте крепления балок подвесного пути) см. рис. 10.

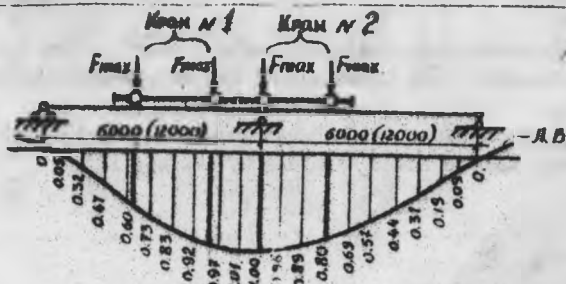


Рис. 10 Схема загрузки неразрезных балок подвесных путей при определении $F_{j, \max}$ и $F_{j, \min}$.

Расчетная вертикальная сила на ферму

$$F_{\Sigma \max} = \psi \cdot \beta_0 \cdot F_{\max} \cdot \Sigma y + F \cdot \beta_{01}, \text{ кН.}$$

$$F_{\Sigma \min} = \psi \cdot \beta_0 \cdot F_{\min} \cdot \Sigma y + F \cdot \beta_{01}, \text{ кН.}$$

Здесь $\psi = 0,85$ - коэффициент сочетаний для среднего режима работы подвесных кранов; $\beta_0 = 1,1$ - коэффициент надежности по крановой нагрузке; $\beta_{01} = 1,05$ - коэффициент надежности по нагрузке от веса металлических конструкций; F_{\max} - наибольшее (F_{\min} - наименьшее) давление колеса крана на подкрановый путь, принимаемого по ГОСТу, каталогу, см. табл. 4; Σy - сумма ординат линии влияния;

F - вес подкранового пути, величину которого см. табл. 4.

Для расчета рамы (колонны) необходимо определить вертикальное давление на колонну от подвесных кранов $F_{D \max}$ и $F_{D \min}$, приложенное в месте опирания фермы.

Горизонтальная нагрузка при расчете рамы, стропильной фермы, балок подкрановых путей учитывается не более чем от двух кранов, расположенных на одном крановом пути или на разных путях в одном створе, см. п. 4, 14, [2].

Расчетная горизонтальная нагрузка на колонну (ферму), направленная поперек кранового пути и вызываемая торможением тали

$$F_{T \max} = \psi \cdot \beta_0 \cdot F_N \cdot \Sigma y, \text{ кН,}$$

где F_N - горизонтальная поперечная сила от одного колеса крана, размер величины которой см. табл. 4;

$\psi, \beta_0, \Sigma y$ - значения этих величин см. вертикальные нагрузки, так как наибольшее горизонтальное давление возникает при том же положении подвесных кранов, что и вертикальное.

Горизонтальная сила приложена в уровне нижнего пояса балки кранового пути и направлена как внутрь пролета, так и наружу.

В пояснительной записке необходимо вычертить расчетную схему рамы со всеми нагрузками, см. рис. 12.

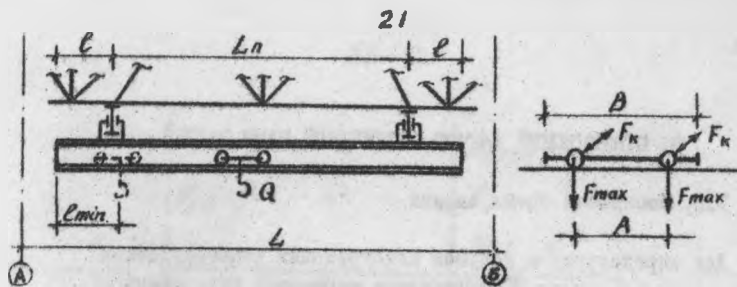


Рис. II. Основные параметры и размеры подвесных однопролетных кранов

Таблица 4

Q , т	L_n , м	l , м	L_{min} , м	A , м	B , м	F_{max} , кН	F_{min} , кН	F_k , кН	Подкр. путь: двух.: м Боб.: кн.
0,25	6	0,3	0,4	1,5	1,85	3,1	1,0	0,1	18 м 1,56
	9	0,6		1,8	2,15	3,85	1,5		
0,5	6	0,3	0,6	1,5	1,85	5,4	0,7	0,15	18 м 1,56
	9	0,6		1,8	1,85	6,4	1,2		
1,0	6	0,3	0,66	1,5	1,85	8,6	1,6	0,31	24 м 2,28
	15	0,6		2,1	2,45	10,5	2,4		
2,0	6	0,3	0,71	1,5	1,85	14,0	2,9	0,59	30 м 3,0
	15	0,6		2,1	2,75	16,4	4,2		
3,2	6	0,3	0,75	1,5	1,87	20,2	5,5	0,94	36 м 3,5
	15	0,6		1,8	2,17	21,8	6,6		
	15	0,6		2,1	2,77	25,3	7,5		
5,0	6	0,3	0,9	1,8	2,4	33,0	5,5	1,5	45 м 4,7
	15	0,6		2,1	2,7	35,3	7,4		
				2,4	3,0	37,8	6,0		
				2,7	3,3	38,8	8,9		

3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ ЗДАНИЯ

3.1. Расчетная схема здания

Для определения в несущих конструкциях конструктивной схемы внутренних усилий (изгибающих моментов, поперечных и продольных сил) необходимо составить ее расчетную схему.

Расчетная схема, соответствующая конструктивным схемам поперечных рам зданий с подвесным крановым оборудованием (Рис.2), приведена на рис.12. Конструктивные схемы зданий с мостовыми кранами (Рис. 3) описывает расчетная схема, приведенная на рис.13.

При назначении расчетных схем рам здания принимается ряд предположений и упрощений.

1. Оси колонн рамы совпадают с центрами тяжести сечений. В зданиях с мостовыми кранами и ступенчатыми колоннами стойки рамы имеют уступ с эксцентриситетом

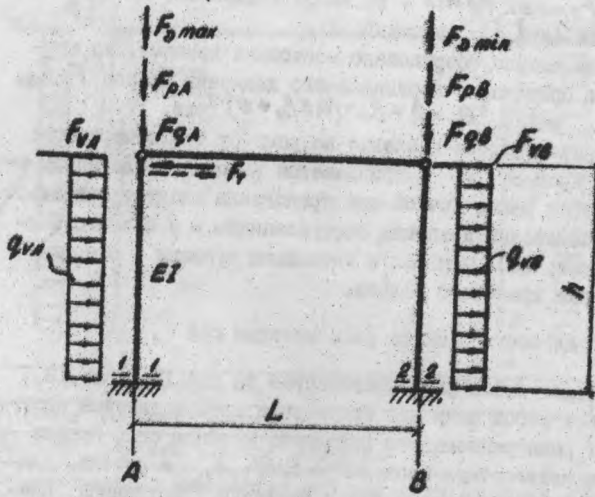
$$e = (0,55, \dots) a_1 b_1 - a_2 b_2$$

2. Ось ригеля рамы принимается условно совмещенной с нижним поясом фермы.

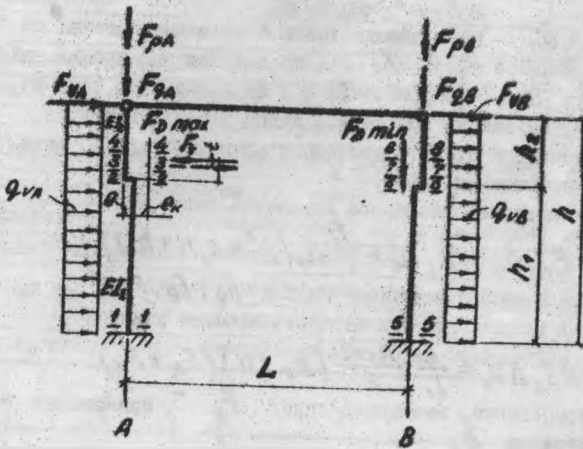
3. Вместо действительных величин изгибных жесткостей элементов рамы задаются их отношениями. При шарнирном сопряжении ригеля с колонной жесткость ригеля не влияет на усилия в колоннах и ее можно принимать $EI_2 = \infty$. Отношение изгибных жесткостей нижней части колонны EI_1 к верхней EI_2 принимается в пределах $EI_1/EI_2 = (7, \dots, 10)$.

4. В продольном направлении расчетная схема здания должна быть приведена к так называемому расчетному блоку, ширина которого принимается обычно равной шагу колонн. Все действующие на раму распределенные и сосредоточенные силы вычисляются исходя из ширины расчетного блока.

5. При шарнирном сопряжении ригеля с колоннами нагрузка, действующая на ригель рамы, представляется в виде сосредоточенных сил, приложенных в центре тяжести сечения верхней части колонны, как уравновешивающих реакции ригеля: F_{qa} ; F_{qb} - от постоянной нагрузки на колонны ряда А и ряда В соответственно (Рис. 12,13); F_{pa} ; F_{pb} - то же от снеговой



Puc. 12



Puc. 13

нагрузки; F_{max} ; F_{min} - то же от подвешеного кранового оборудования (при его наличии).

6. Если здание оборудовано мостовыми кранами, то акцентрирует приложения вертикального давления кранов F_{max} и F_{min} равен $e_n = \lambda + b_0 - (2,5b_0 + e)$ (рис. 5).

7. Горизонтальное давление на раму от сил поперечного торможения кранов F_T принимается условно приложенным к одной из стоек рамы. Точкой его приложения следует считать: для рам с подвесным крановым оборудованием - у нижнего пояса фермы (рис. 12); для рам с мостовыми кранами - в уровне верха головки кранового рельса.

3.2. Алгоритм расчета рамы методом сил

Расчетные схемы рам, приведенные на рис. 12 и рис. 13, представляют собой один раз статически неопределенные системы. Расчет рамы рационально выполнить методом сил, приняв за искомую неизвестную продольную силу X_1 в ригеле. Для каждого конкретного вида внешней нагрузки (постоянной, снеговой, вертикальной и горизонтальной крановой, ветровой) искомая величина продольной силы равна

$$X_{1i} = -\Delta_{1i} / \delta_{11}$$

Здесь δ_{11} - перемещение узлов сопряжения колонны с ригелем, вызванное силой $X_1 = 1$ по направлению продольной силы в нем; Δ_{1i} - перемещения тех же узлов и по тому же направлению, вызванные конкретным видом внешней нагрузки.

Для расчетной схемы с мостовыми кранами (рис. 13) вышеуказанные перемещения равны.

1. Перемещение, вызванное единичной нагрузкой

$$EI_2 \delta_{11} = \frac{2}{3} \left[h_2^3 + \frac{I_2}{I_1} h_1 (h_2^2 + h_2 h + h^2) \right]$$

2. Перемещения, вызванные силами $F_A; F_B; F_D$ при приложении их в центре тяжести верхнего сечения колонны

$$EI_2 \Delta_{1i} = \frac{I_2}{I_1} \frac{h_1 e}{2} (h_2 + h) (F_A + F_B)$$

3. Перемещение, вызванное силой F_D , приложенной с акцентрисацией e_n

$$EI_2 \Delta_{1i} = -\frac{I_2}{I_1} \frac{h_1 e_n}{2} (h_2 + h) (F_{Dn} + F_{D0})$$

4. Перемещение, вызванное силой F_T

$$EI_2 \Delta_{\text{нр}} = \frac{a^2}{6} T (3h_2 - a) + \frac{I_2}{I_1} \frac{h_2 T}{6} [3a(h+h_2) + h_1(2h+h_2)]$$

5. Перемещения, вызванные $q_r; F_r$

$$EI_2 \Delta_w = (m_{2A} + m_{2B}) \left[\frac{h_2^2}{4} + \frac{I_2}{I_1} \frac{h_1}{2} (h_2 + h) \right] - \frac{I_2}{I_1} \frac{h_1}{12} (h_2 + h) [m_{1A} + m_{2B} - m_{1B} - m_{2A}]$$

$$m_{1A} = F_{rA} \cdot h + 0,5 q_{rA} h^2; \quad m_{2A} = F_{rA} \cdot h_2 + 0,5 q_{rA} h_2^2;$$

$$m_{1B} = F_{rB} \cdot h + 0,5 q_{rB} h^2; \quad m_{2B} = F_{rB} \cdot h_2 + 0,5 q_{rB} h_2^2$$

Для каждого конкретного вида нагрузки изгибающие моменты в i -м сечении вычисляются по формуле

$$M_i = M_{Fi} + X_{1i} \cdot M_{0i}$$

Здесь M_{Fi} - изгибающие моменты в i -м сечении, вызванные внешней нагрузкой в основном сечении рамы; M_{0i} - то же, вызванные единичной силой $X_1 = 1$.

Анализ формул перемещений, приведенных выше, показывает их справедливость для рам со стойками постоянного сечения ($I_1 = I_2 = I$; $e = 0$), в том числе и расчетных схем о подвесном крайнем оборудовании (рис. 12).

3.3. Подготовка исходной информации для расчета рамы на ЭВМ и анализ результатов расчета

Для расчета рамы студент может использовать программу **SARIUS**, написанную на кафедре ИИЖ БИСи на языке ФОРТРАН-IV ОС ЕС ЭВМ. В этом случае задача студента состоит в подготовке исходной информации о раме на специальном бланке (Табл. 5). Такой бланк выдается студенту совместно с заданием на курсовое проектирование. В верхнем поле бланка студент вычерчивает расчетную схему рамы и схему нагрузок. Вся числовая информация о расчетной схеме заносится в специальную колонку таблиц 5 по формату **F4.1**. Если число необходимо принять с количеством значащих цифр более одной, то дробную часть числа необходимо отделить точкой (См. п.18 табл.5).

Общее число значащих цифр в целой части не должно быть более трех.

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

ШИФР ЗАДАЧИ	8104-006	МАКСИМАЛЬНОЕ ДАВЛЕНИЕ КРАНА, КН	315.00
ВЫСОТА ВЕРХНЕЙ ЧАСТИ КОЛОНЫ, М	8.30	МИНИМАЛЬНОЕ ДАВЛЕНИЕ КРАНА, КН	178.00
ВЫСОТА НИЖНЕЙ ЧАСТИ КОЛОНЫ, М	±5.30	ЭКЦЕНТРИСМЕТ КРАНА, ДАВЛ. ДАВА. КРАНА, М	0.60
ОТНОСИТЕЛЬНАЯ ЖЁСТКОСТЬ НИЖНЕЙ ЧАСТИ КОЛОНЫ	0.00	ПОПЕРЕЧНОЕ ТРЕНИЕ КРАНА, КН	16.60
ЭКЦЕНТРИСМЕТ ОСЕЙ КОЛОНЫ, М	0.40	ВРЯЗКА ТОЧКИ ВРИЛОЖ. ВОПЕР. ТОРМОЖ., М	0.70
ПОСТОЯННАЯ НАГРУЗКА НА КОЛОНУ РЯДА А, КН	256.00	СОСРЕДОТОЧЕННАЯ ВЕТРОВАЯ НАГР. (НАПОР), КН	424.00
ПОСТОЯННАЯ НАГРУЗКА НА КОЛОНУ РЯДА В, КН	256.00	РАСПРЕДЕЛЕННАЯ ВЕТРОВАЯ НАГР. (НАПОР), КН/М	2.60
СНЕГОВАЯ НАГРУЗКА НА КОЛОНУ РЯДА А, КН	101.00	СОСРЕДОТОЧЕННАЯ ВЕТРОВАЯ НАГР. (ВТСОВ), КН	318.00
СНЕГОВАЯ НАГРУЗКА НА КОЛОНУ РЯДА В, КН	101.00	РАСПРЕДЕЛЕННАЯ ВЕТРОВАЯ НАГР. (ВТСОВ), КН/М	1.95

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

ВИД ЗАГРУЖЕНИЯ	НАИМЕНОВАНИЕ СЕЧЕНИЯ																	
	1-1		2-2		3-3		4-4		5-5		6-6		7-7		8-8			
	М, КН	Н, КН	Q, КН	М, КН	Н, КН	М, КН	Н, КН	М, КН	Н, КН	М, КН	Н, КН	Q, КН	М, КН	Н, КН	М, КН	Н, КН		
ПОСТОЯННАЯ НАГРУЗКА	-52.0	878.0	+58.0	+190.0	778.0	-82.0	703.0	-57.0	643.0	-52.0	878.0	+158.0	+190.0	778.0	-82.0	703.0	-57.0	643.0
СНЕГОВАЯ НАГРУЗКА	-19.0	252.0	+5.0	+71.0	252.0	-30.0	252.0	-22.0	252.0	-19.0	252.0	+5.0	+71.0	252.0	-30.0	252.0	-22.0	252.0
ВЕРТ. КРАН. ДАВЛЕНИЕ	-238.0	1660.0	-37.2	-806.0	1666.0	+193.0	-	+134.0	-	+489.0	478.0	-32.2	-89.0	470.0	+193.0	-	+134.0	-
ПОПЕР. КРАН. ТОРМОЖЕНИЕ	±50.0	-	±38.7	±12.5	-	±12.5	-	±71.0	-	±404.0	-	±10.7	±103.0	-	±103.0	-	+71.0	-
ВЕТРОВАЯ НАГРУЗКА	-1605.0	-	+22.4	-736.0	-	-236.0	-	-151.0	-	+482.1	-	+05.6	+251.0	-	+251.0	-	+185.0	-

27

27

Шифр задачи готовится в виде набора из восьми произвольных символов (букв, цифр и т.д.) (формат А-8). Например, для задания студента группы С Ю4 с порядковым номером 26 в списке студентов по журналу группы шифр можно написать так: СЮ4-026.

Бланк исходной информации, подписанный студентом и консультантом, сдается старосте группы. Староста группы совместно со специально подготовленным студентом в группе (или лаборантом кафедры) кодирует информацию на перфокарты и передает ее в виде пакета на вычислительный центр для расчета.

Результаты статического расчета рамы на ЭВМ выводятся на АЦПУ ЭВМ (см. таблицу 6). Таблица результатов расчета содержит величины изгибающих моментов, поперечных и продольных сил в характерных сечениях рамы. По результатам таблицы 6 заполняется таблица 7 расчетных усилий в колонне рамы ряда А от всех восьми возможных загрузжений. Здесь же вычисляются величины усилий с учетом коэффициента сочетаний.

На основе таблицы 7 составляются по основному сочетанию [2] возможные комбинации усилий в сечениях колонны ряда А.

Рассматриваются следующие комбинации расчетных усилий:
 $\pm M_{\max}$ при $N_{\text{сочет.}}$; N_{\max} при $\pm M_{\text{сочет.}}$

Для расчета анкерных болтов в сечении I-I необходимо составить комбинации N_{\min} при $-M_{\text{сочет.}}$

Усилия от постоянной нагрузки должны быть включены в комбинации всегда. Временные нагрузки включаются те, которые дают экстремальное значение усилия, стоящего первым в комбинации; временные нагрузки, не изменяющие величину этого усилия, но неблагоприятно влияющие на усилие, занимающее второе место, должны быть включены в комбинацию.

Горизонтальное давление кранов F_T должно учитываться обязательно с вертикальным давлением ($F_b \max$ или F_{min}).

При составлении комбинации для расчета анкерных болтов необходимо учитывать, что нагрузка может иметь коэффициент надежности нагрузки меньше единицы.

Окончательно расчетная комбинация усилий в сечениях колонны может быть установлена в результате специального анализа.

Таблица 7

Расчётные усилия в колонне рамы ряда А

Вид загружения	№ загружен.	коэфф. соцет.	Подкрановая часть колонны				Накрановая часть колонны					
			сечение I-I		сечение II-II		сечение III-III		сечение IV-IV			
			M(кНм)	N(кН)	Q(кН)	M(кНм)	N(кН)	M(кНм)	N(кН)	M(кНм)	N(кН)	
Собственный вес	1	1	-52	878	+158	+190	778	-82	703	-57	643	
Снеговая нагрузка	2	1	-19	252	+5,8	+71	252	-30	252	-22	252	
		0,9	-17	227	+5,2	+64	227	-27	227	-20	227	
Вертикаль- ное давле- ние кранов	$F_D \max$	3	1	-238	1660	-37,2	-806	1666	+193	-	+134	-
			0,9	-214	1550	-33,5	-725	1500	+174	-	+121	-
Поперечное торможение кранов	$F_D \min$	4	1	+480	470	-37,2	-89	470	+193	-	+134	-
			0,9	+432	423	-33,5	-80	423	+174	-	+121	-
на колонну ряда А	5	1	±550	-	±36,7	±12,5	-	±12,5	-	±71	-	
		0,9	±495	-	±33	±11,3	-	±11,3	-	±64	-	
на колонну ряда В	6	1	±404	-	±19,7	±103	-	±103	-	+71	-	
		0,9	±364	-	+17,7	±93	-	±93	-	±64	-	
ветровая нагрузка	ветер слева	7	1	-1605	-	+122,4	-236	-	-236	-	-151	-
			0,9	-1445	-	+110,2	-212	-	-212	-	-136	-
	ветер справа	8	1	+1492	-	-105,6	+251	-	+251	-	+165	-
			0,9	+1343	-	-95	+226	-	+226	-	+149	-

Расчётные усилия в колонне
рамы ряда А при различных
комбинациях загрузжений.

Расчётные усилия	коэффициент сочетания	Подкрановая часть				Надкрановая часть				
		сечение I-I		сечение II-II		сечение III-III		сечение IV-IV		
		M(кН·м)	N(кН)	Q(кН)	M(кН·м)	N(кН)	M(кН·м)	N(кН)	M(кН·м)	N(кН)
+ M _{max} при N _{соотв.}	1	+1440	878	+52,4	+441	778	+214	703	+148	643
		1,8		1,8		1,3,6		1,3,5		
0,9		+2218	1301	-3,5	+480	1005	+411	703	+277	643
		1,4,5,6		1,2,8		1,3,6,8		1,3,5,8		
- M _{max} при N _{соотв.}	1	-1657	878	+280,4	-719	2444	-318	703	-208	643
		1,7		1,3,6		1,6		1,6		
0,9		-2223	2605	+272,9	-840	2278	-321	930	-213	870
		1,2,3,5,7		1,3,6,7		1,2,7		1,2,7		
N _{max} при + M _{соотв.}	1	+978	1348	+84,1	+261	1030	+214	703	+148	643
		1,4,5,		1,2,		1,3,6,		1,3,5,		
0,9		+1555	2755	+1,7	-152	2505	+384	930	+198	870
		1,2,3,5,8		1,2,3,6,8		1,2,3,6,8		1,2,3,5,8		
N _{max} при - M _{соотв.}	1	-840	2544	+157,5	-719	2244	-112	955	-72	895
		1,3,5		1,3,6		1,2		1,2		
0,9		-2223	2605	+272,9	-776	2505	-321	930	-213	870
		1,2,3,5,7		1,2,3,6,7		1,2,7		1,2,7		
N _{min} при - M _{соотв.}	1	-1648	718	+251,7						
		1,7								

- 31 -

4. РАСЧЕТ КОЛОННЫ

4.1. Расчетные длины колонны в плоскости рамы

Для колонны постоянного сечения с консолью или без нее в соответствии с пунктом 6.10 [1] расчетная длина в плоскости рамы определяется по формуле $l_x = 2l$, где l - расстояние от фундамента до нижнего пояса фермы.

Для ступенчатой колонны следует определить расчетную длину верхней ступени l_{1x} и расчетную длину нижней ступени l_{2x} в плоскости рамы. Нормы допускают упрощенное определение расчетных длин верхнего и нижнего участков ступенчатой колонны (п.6.11 [1]). Для этого необходимо из таблиц сочетаний выбрать комбинацию нагрузок, дающую наибольшие значения продольных сил для верхнего и нижнего участков. Затем, при принятых отношениях моментов инерции сечений, вычислить значения коэффициентов β и α_1 по формулам:

где F_1, F_2 - усилия в сечениях колонны.

Значение коэффициента μ_1 для нижней ступени колонны определяется по таблице 67 [1] в зависимости от β и α_1 .

Значение коэффициента μ_2 и расчетные длины верхнего и нижнего участков ступенчатой колонны необходимо вычислить по формулам:

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} \leq 3; \quad l_{1x} = \mu_1 \cdot l_1; \quad l_{2x} = \mu_2 l_2$$

4.2. Расчетные длины колонны из плоскости рамы

Для колонн зданий с подвесным оборудованием, без дополнительных связей по колоннам, $l_y = l$. В зданиях с мостовыми кранами при отсутствии у полкрановых балок тормозной конструкции расчетная длина l_{2y} равна расстоянию от нижнего пояса фермы до нижнего пояса полкрановой балки (рис.14,а).

При наличии тормозной конструкции расчетная длина верхней ступени ступенчатой колонны из плоскости рамы l_{1y} равна расстоянию от нижнего пояса фермы до верхнего пояса полкрановой балки (рис.14,б). Если отсутствуют связи по нижней

овари. толщина полки должна быть не более трех толщин стенок. Определив размеры сечения, следует вычислять геометрические характеристики A, J_x, J_y, i_x, i_y , соблюдая при этом условия: $\lambda_x \leq 120$; $\lambda_y \leq 120$.

Проверку устойчивости внецентрично сжатого стержня в плоскости действия момента M_x (в плоскости рамы) выполняют по формуле (п.5.27 [I])

$$\frac{N}{R_{сж} A} \leq R_y \delta_c.$$

Проверка устойчивости колонны из плоскости действия момента выполняется по формуле (п.5.30 [I])

$$\frac{N}{R_{сж} A} \leq R_y \delta_c.$$

При подборе сечения следует стремиться к тому, чтобы оно было наименьшим по площади из всех возможных. Задача получения такого сечения является при ручном счете очень трудоемкой. В курсовом проекте эту задачу в первом приближении следует считать решенной, если запас устойчивости в плоскости рамы или из плоскости рамы не более 5%.

При малых нагрузках этого добиться не всегда возможно, и критерием рациональности сечения следует считать равенства:

$$\lambda_x = 110, \dots, 120, \text{ или } \lambda_y = 110, \dots, 120.$$

В принятом сечении должна быть обеспечена местная устойчивость полки колонны в соответствии с требованиями п. 7.22, ..., 7.27 [I]; местная устойчивость стенок согласно пп. 7.14, ..., 7.21 [I].

4.4. Подбор и проверка окрестного сечения колонны

Из таблицы сочетаний следует выбрать две комбинации нагрузок: с наибольшими значениями продольной силы N_1 и момента $-M_1$; с наибольшими значениями продольной силы N_2 и момента $+M_2$.

В соответствии с практикой проектирования металлических конструкций центр тяжести сечения можно принимать в пределах $(0,45, \dots, 0,55)h$ (рис. 15).

Определяем усилия в ветвях колонны от каждой комбинации нагрузок:

$$N_{1,1} = N_1 \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0};$$

$$N_{2,1} = N_1 \cdot \frac{y_1}{h_0} - \frac{M_1}{h_0}.$$

Аналогично определим усилия $N_{1,2}$, $N_{2,1}$ в ветвях колонны от второй комбинации, учитывая, что в формулы необходимо подставить значение момента M_2 с обратным знаком.

Из полученных значений усилий в ветвях для каждой из них следует выбрать наибольшее $N_{1,max}$ и $N_{2,max}$.

Определим площади сечения ветвей

$$A_1 = \frac{N_{1,max}}{(1+\alpha)R_{yk}}; \quad A_2 = \frac{N_{2,max}}{(1+\alpha)R_{yk}}$$

По сортаменту прокатной стали принимаем сечения ветвей учитывая, что ширина сечения колонны должна быть в пределах

$(\frac{1}{30} \dots \frac{1}{20}) C_y$. При необходимости комбинируем сечения ветвей составными из листовой стали и прокатных элементов (4.1.2.3).

Определяем необходимые характеристики сечения ветвей

$$A_1; J_{x1}; J_{y1}; i_{x1}; i_{y1}; A_2; J_{x2}; J_{y2}; i_{x2}; i_{y2}$$

Выполняем проверку устойчивости каждой ветви как центрально сжатого элемента в плоскости и из плоскости рамы по формуле (5.3 [1])

$$\frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_0$$

Для ветви составного сечения следует выполнить проверку местной устойчивости элементов сечения в соответствии с п.п. 7.14, ..., 7.27 [1].

После подбора сечений ветвей следует принять схему решетки.

Сечение элементов решетки обычно принимают из одиночных равнобоких уголков.

Сжимающее усилие в раскосе решетки определяем по формуле

$$N = \frac{Q}{2 \sin \alpha}$$

где Q - наибольшее значение из двух сил: фактической из таблицы сочетаний для данного участка колонны или условной перерезывающей Q_{fic} (см. п. 5.8. [1]).

Кроме того, необходимо выполнить проверку сечения в целом в плоскости рамы как сжатого изогнутого по формуле (п. 5.27. [1])

$$\frac{N}{\varphi_c A} \leq R_y \gamma_0$$

5. Расчет консоли колонны

Консоль для опирания подкрановых балок чаще всего проектируют в виде прокатного или сварного двутавра. Одно из возможных конструктивных решений консоли приведено на рис. 16.

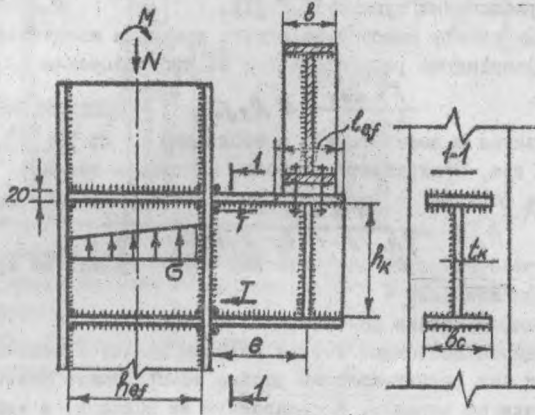


рис. 16.

Расчет консоли для опирания подкрановых балок можно осуществлять в следующей последовательности.

Определим толщину стенки консоли из условия ее смятия подкрановыми балками

$$t_k \geq \frac{F_{2 \max}}{l_{ct} \cdot R_p \cdot \beta_c}$$

где: $F_{2 \max}$ - вертикальное давление на колонну от двух сближенных кранов, включая вес подкрановых балок;

l_{ct} - длина зоны передачи контактной нагрузки на стенку консоли;

R_p - принимаем по таблицам I, 2 [I].

Установим высоту консоли из условия среза по металлу швов, прикрепляющих ее стенку к колонне.

Примем высоту сварных швов по стенке $k_s \leq 1,2 t_k$.

Определим высоту консоли по формуле:

$$h_k \geq \frac{F_{2 \max}}{2 B k_s R_{w1} \beta_w \beta_c}$$

R_{H1} - принимаем по табл. 56 [1];
 R_s, f_c - принимаем в соответствии с пунктом II.2 [1].
 Высота стенки консоли должна удовлетворять условию:
 $h_N \leq 85,8 r_K$.

Для некоторых климатических районов следует выполнить проверку прочности шва по металлу границы сплавления в соответствии с указаниями пункта II.2 [1].

Проверим стенку консоли на одвиг, принимая касательные напряжения равномерно распределенные по высоте стенки

$$\frac{F_{0max}}{h_N \cdot t_N} \leq R_s f_c;$$

R_s, f_c принимается в соответствии с таблицами I; 2; 5I [1].

Высоту шва, прикрепляющего полки консоли к колонне, определим по формуле

$$k_s \geq \frac{F_{0max} \cdot e}{2h_N(b-1) \cdot R_s \cdot R_{H1} \cdot f_{H1} \cdot t_c}$$

где e - расстояние от оси действия силы F_{0max} до грани колонны;

b - ширина полки консоли.

Напряженное состояние стенки колонны является весьма сложным, так как стенка колонны должна воспринимать большую часть нагрузки от консоли, передаваемую ее полками, и кроме того, в сечении колонны действует комбинация усилий M, N, Q , определяемая работой колонны в составе рамы цеха. Следует обратить внимание на то, чтобы в комбинации нагрузок M, N, Q входила крановая нагрузка F_{0max} .

Приближенно прочность стенки колонны в месте ее сопряжения с полками можно проверить по формуле:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15 R_s f_c; \quad \sigma = \frac{M \cdot h_{ef}}{I_x} + \frac{N}{A}; \quad \tau = \frac{Q + \frac{F_{0max} \cdot e}{h_N}}{h_{ef} \cdot t}$$

Здесь: $A; I_x; h_{ef}; t$ - характеристики сечения колонны.

4.6. Сопряжение надкранового и подкранового участка ступенчатой колонны

Для сопряжения верхнего и нижнего участков ступенчатой колонны используют тридцать старые одностенчатые, двухстенчатые либо широкополочные двутавры высотой 600-1000 мм. Мониторный стык участков колонны может быть вы-

полке в уровне уступа колонны и выше его.

Одно из возможных конструктивных решений сопряжения приведено на рис. 17.

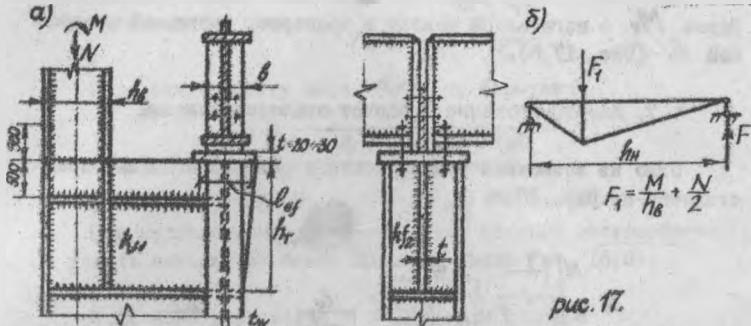


рис. 17.

Расчет и конструирование траверсы при сквозном сечении нижней части колонны можно производить в следующей последовательности.

Определим толщину стенки траверсы из условия смятия подкрановыми балками

$$t \geq \frac{F_{\Sigma \max}}{R_p \delta_c \cdot \sigma_{сж}}$$

Определяем высоту траверсы h_T из следующих условий.

Минимальная высота траверсы h_T из условия среза стенки подкрановой ветви:

$$h_T \geq \frac{F_{\Sigma \max}}{2 \cdot t_w \cdot R_s \cdot \delta_c}$$

Принимаем высоту шва $k_{\Sigma} \leq 1,2 t$

Определим высоту траверсы из условия прочности угловых швов

$$h_T \geq \frac{F_{\Sigma \max}}{4 \beta_1 k_{\Sigma} R_{уш} \delta_{уш} \delta_c} \quad h_T \leq 85 \beta_2 k_{\Sigma}$$

Необходимо соблюдение условия:

При необходимости следует выполнить, в соответствии с указаниями пункта II.2 [1], расчет прочности шва по металлу границы сплавления.

Шов k_{Σ} воспринимает усилие $F_1 = \frac{N}{2} + \frac{M}{R \beta k_{\Sigma}}$

При малых крановых нагрузках размеры шва могут определять высоту траверсы

$$k_{\Sigma} \geq \frac{F_1}{4 \beta_1 k_T R_{уш} \delta_{уш} \delta_c} \quad h_T \leq 85 k_{\Sigma} \beta_2$$

Необходимо соблюдение условия:

Если нижняя часть ступенчатой колонны является сквозной, необходимо проверить прочность стенки траверсом на изгиб по формуле:

$$\frac{6 M_T}{k_f \cdot t} \leq R_y \delta_c.$$

Здесь M_T - изгибающий момент в траверсе, вызванный нагрузкой F_1 (Рис. 17,б).

4.7. Конструирование и расчет оголовка колонны

Одно из возможных конструктивных решений оголовка представлено на рис. 18.

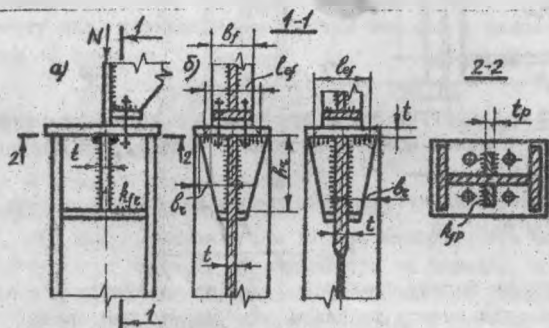


рис. 18.

При малой опорной реакции фермы ее целесообразно передавать на колонну через сварные швы K_{xp} .

Ширина опорных ребер B_p должна быть увязана с шириной опорного фланца фермы B_f . $B_p = 0,5(B_{cf} - t)$.

Высота швов K_{xp} определяется по формуле:

$$K_{xp} \geq \frac{1,2 N}{B_f \cdot R_{wp} \cdot f_{wp} \cdot k \cdot \sum L_{xp}}$$

Здесь $\sum L_{xp}$ - суммарная длина швов, прикрепляющая торцы ребер к плите.

При большой опорной реакции фермы ее передать через швы не представляется возможным ввиду большой высоты сварных швов. Поэтому торцы ребер стропил, а плиту оголовка

- 89 -

фрезеруют и данные швы принимают конструктивно. Толщину ребер можно определить по формуле:

$$t_2 \approx \frac{N}{R_p \cdot \delta_0 \cdot \cos \alpha}$$

Далее определяют длину ребер h_2 из условия работы стенки колонны на срез

$$h_2 \approx \frac{N}{2 \cdot t \cdot R_s \cdot \delta_0}$$

Определяют высоту швов $k_{ш}$ по формуле:

$$k_{ш} \approx \frac{N}{4 \cdot B_s \cdot R_{ш} \cdot k_2 \cdot \sin \alpha \cdot \delta_0}$$

Здесь необходимо соблюдать условия:

$$k_{ш} \leq 1,2t \quad ; \quad k_2 \leq 85 k_{ш} B_s$$

При недостаточной толщине стенки колонны целесообразно делать вставку из более толстого листа (рис. 18, б).

4.8. Конструирование и расчет базы колонны

Основными конструктивными элементами базы являются: опорная плита толщиной 20-40 мм; траверсы; ребра; диафрагмы; устройства для крепления анкерных болтов.

Стержень колонны может опираться на плиту через фрезерованный торец или посредством угловых швов.

Применяются два метода установки колонн на фундамент: на заранее установленные и выверенные опорные плиты базы (безвыверочный монтаж) или на стальные подкладки толщиной 40-60 мм с последующей подливкой между опорной плитой и фундаментом цементного раствора.

При безвыверочном монтаже на опорной плите должны быть приспособления для установки колонны и самой плиты в проектное положение: фиксирующие уголки, риски, приспособления для установки плиты в горизонтальное положение (рис. УШ.31, 3).

Для фундамента применяют бетон марок 150, 200 и реже 300.

Расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для этих марок соответственно равны: 0,65 кПа; 0,80 кПа; 1,3 кПа. (R_{pp})

Ширину B означают по конструктивным соображениям.

Длина плиты определяется по формуле

$$L \approx \frac{N}{2BR_{pp}\delta_0} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_{pp}\delta_0}\right)^2 + \frac{6M}{BR_{pp}\delta_0}} \quad \text{мм}$$

$$8 \cdot 10^3 \text{ кПа}$$

$$(B = 20)$$

$$L = 2$$

где: N , M - расчетные усилия в нижнем сечении колонны;

σ_r - коэффициент увеличения расчетного сопротивления бетона местному смятию, принимается обычно 1,2.

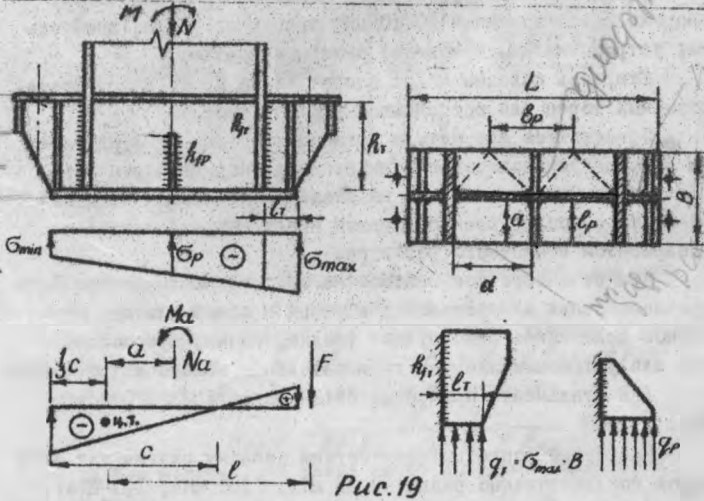
Полученный расчетом размер L округляют в большую сторону, приняв кратным 10 мм.

Толщину опорной плиты определяют ее работа на изгиб от опорного давления фундамента. Опорами плиты являются сечение колонны, ребра, диафрагмы, траверсы.

Необходимо определить максимальное напряжение в бетоне под плитой

$$\sigma_{max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \leq R_{sp\sigma}$$

Далее следует принять конструктивное решение базы, т.е. установить траверсы, ребра и т.д. в соответствии с указаниями курса лекций, [3] и [4]. Один из вариантов базы приведен на рис. 19.



Эти базы рационально применять при относ-

тели в небольших нагрузках на колонну. При таком конструктивном решении базы все участки плиты работают как пластинки, опертые по трем кантам.

Наибольший изгибающий момент в таких пластинках действует на середине свободного края. Его величину можно определить по формуле: $M = \alpha \cdot q \cdot a^2$.

где: $q = 6 \cdot 1 \text{ м}$;

σ - наибольшие напряжения в бетоне под плитой для данного участка;

a - длина свободного края плиты;

α - определяется по табл. 9.

Таблица 9

$\frac{\alpha}{a}$	< 0,5	0,5	0,7	0,9	1	1,2	1,4	> 2
$\frac{q \cdot a^2}{2}$	0,06	0,088	0,107	0,112	0,120	0,128	0,1333	

По наибольшему изгибающему моменту определим толщину плиты:

$$t \geq \sqrt{\frac{6M}{R_y \sigma}}$$

Окончательная толщина плиты принимается по сортаменту листовой стали и должна быть не более 40 мм.

При большей толщине плиты следует на участке с максимальным изгибающим моментом поставить ребро или диафрагму и снова определить изгибающие моменты и толщину плиты.

Расчет траверс и ребер.

Расчет данных конструктивных элементов базы сводится чаще всего к расчету швов, прикрепляющих их к колонне.

Траверсы и ребра загружены реактивным давлением фундамента, передаваемым с определенных участков плиты, очертание которых можно условно определить по правилу биссектрис (Рис. 19).

Условно расчетную схему траверсы можно представить в виде консоли вылетом l_r . Она загружена распределенной нагрузкой $q_r = \sigma \cdot b$.

Допускается переменную величину реактивного давления фундамента σ заменить в запас прочности на σ_{max} (Рис. 79).

В угловых швах, прикрепляющих траверсу к колонне, действует изгибающий момент M_T перерезывающая сила Q_T

$$M_T = \frac{Q_T \cdot e_T^2}{2}; \quad Q_T = Q_T \cdot e_T.$$

Необходимо принять высоту траверсы в пределах 400-500 мм; высоту швов, прикрепляющих ее к колонне $K_T = 8-12$ мм.

Вычисляем:

$$\omega_T = \frac{2 \cdot B_T \cdot K_{TP} \cdot K_T^2}{\delta}; \quad \sigma_{TP} = \frac{M_T}{\omega_T}; \quad \sigma_a = \frac{Q_T}{2 \cdot B_T \cdot K_{TP} \cdot K_T}$$

и проверяем прочность швов по формуле 126 [1]

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_{TP}^2 + \sigma_a^2} \leq K_{TP} \cdot \sigma_{TP} \cdot \sigma_a.$$

При необходимости выполнить проверку прочности шва по металлу границы сплавления.

Если проверка прочности шва не удовлетворяется, следует включить в расчет горизонтальные швы крепления полки траверсы к колонне и проверить их прочность по формулам 124 - 125 [1].

Сварные угловые швы крепления ребер рассчитываются аналогично. Высоту ребер следует назначать в пределах 200-300 мм.

Погонная распределенная нагрузка на ребро определяется по формуле

$$q_p = \sigma_p \cdot b_p.$$

где: σ_p - напряжение в бетоне под плитой в месте крепления ребра;

b_p - ширина грузовой площади ребра.

Толщина стенки траверсы принимается конструктивно 10-14 мм, толщина ребер и диафрагмы - 10 мм.

Швы, прикрепляющие ребра, траверсы, диафрагмы к колонне, следует принимать одинаковой высоты.

Сварные угловые швы, закрепляющие все конструктивные элементы базы в опорной плите, принимаются минимальными и одинаковой высоты.

В случае безвыверочного монтажа монтажные швы, прикрепляющие конструктивные элементы базы к опорной плите, следует рассчитывать на перерезывающую силу, действующую в нижнем сечении колонны.

Расчет анкерных болтов ведется на специальную комбинацию усилий - максимальный изгибающий момент и минимальную продольную силу. В первую очередь вычисляются напряжения по формулам, приведенным в пункте 43.2 [3]. Если напряжения σ_{max} и σ_{min} являются сжимающими, то анкерные болты принимаются конструктивно диаметром не менее 20 мм.

Если одно из напряжений является растягивающим, существует сила, стремящаяся оторвать базу колонны от фундамента. Величина этой силы определяется растянутой зоной эпюры напряжений и вычисляется по формуле $F = \frac{M_0 - M_2 \cdot a}{c}$ (Рис. 19).

Площадь анкерных болтов определяется по формуле

$$A_{Bn} = \frac{F}{R_{Ba} \cdot n}$$

Здесь: R_{Ba} - принимается по табл. 60 [1];

n - число анкерных болтов с одной стороны колонны.

Площадь оечения болтов нетто следует принимать для метрической резьбы по ГОСТ 22356-77, табл. 62 [1].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-28-81. Стальные конструкции. Госстрой СССР. М., Стройиздат, 1982, с. 96.
2. Строительные нормы и правила. Ч. II. Нормы проектирования. Гл. 6. Нагрузки и воздействия. М., Стройиздат, 1976.
3. Муханов К.К. Металлические конструкции. Учебник для вузов. Изд. 3-е, испр. и доп. М., Стройиздат, 1978, с. 512.
4. Васильев А.А. Металлические конструкции: Учеб. пособие для техникумов. Изд. 3-е, перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1979, с. 472.

Подписано к печати 22.10.58 г. формат 64х84/16, объем 3,0 у.ч.
изд. л. заказ № 313, тир. 200 экз. Бесплатно. Отпечатано на рота-
лите восточного лингвистико-сравнительного института.