

КЫРГЫЗСКО-РОССИЙСКИЙ СЛАВЯНСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра строительства

# **РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Методическое пособие  
к выполнению курсового проекта  
по курсу «Железобетонные конструкции»  
для студентов специальности  
«Промышленное и гражданское строительство»

Бишкек-2005

УДК 624.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ: Методическое пособие к выполнению курсового проекта по курсу «Железобетонные конструкции» для студентов специальности ПГС / Сост.: Г.Д. Адыракаева, К.Т. Темикеев, А.К. Стамалиев. – Бишкек: КРСУ, 2005. – 61 с.

Излагается методика выполнения курсового проекта, приводятся необходимые теоретические материалы, значения коэффициентов и прочностных характеристик, дается пример расчета.

Предназначены для студентов дневной и заочной формы обучения.

Рецензент  
к.т.н., профессор *Р.Х. Каримова*

## ВВЕДЕНИЕ

В курсовом проекте предлагается запроектировать железобетонные основные несущие конструкции одноэтажного (одно-двух – трехпролетного в поперечном направлении) каркасного промышленного здания, оборудованного мостовыми кранами легкого и среднего режимов работы. Шаги колонн каркаса в продольном направлении (пролеты продольных рам) задаются соответственно 6-ти или 12-ти метрам.

В ходе работы над проектом необходимо выполнить:

- компоновку конструктивной схемы здания.
- статический расчет поперечной рамы.
- проектирование колонн и фундаментов.
- проектирование стропильных или, по согласованию консультантом, подстропильных конструкций покрытия.

### 1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЯ

В задачу компоновки конструктивной схемы здания входят:

- выбор и компоновка конструктивной схемы покрытия;
- разбивка здания на температурные отсеки;
- решение вопроса о связях, обеспечивающих пространственную жесткость здания и жесткость диска покрытия;
- компоновка поперечной рамы.

К компоновке покрытия. В данном проекте рассматривается здание с покрытием (беспрогонным) из плоских линейных элементов работающих по балочной схеме.

Возможны следующие варианты размещения стропильных конструкций в покрытиях подобного типа:

- в направлении поперечных рам (рис. 1). Применяется при использовании для покрытия здания плит длиной  $6 \div 12$  м;
- в плоскости продольных рам (рис. 2). Применяется при использовании для покрытия здания крупногабаритных плит длиной  $18 \div 24$  м.

При компоновке покрытия решают о его конструктивной схеме и выбирают типы стропильных и подстропильных элементов. Делают это – в условиях реального проектирования – с учетом многих факторов.

В данном курсовом проекте конструктивная схема покрытия задается, как правило, консультантом, а исполнитель должен выбрать тип панели покрытия, тип стропильной конструкции и, если необходимо, подстропильной конструкции.

При выборе типа стропильной конструкции можно руководствоваться следующим соображением:

- стропильные балки можно применять при пролетах до 18 м включительно, а в отдельных случаях и при пролете 24 м;

- стропильные фермы – при пролетах  $18 \div 24$  м (в курсовом проекте до 30 м);

- стропильные арки – при пролетах  $24 \div 36$  м.

К разбивке здания температурные отсеки. Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами в здании при расчетных зимних температурах наружного воздуха выше минус  $40^{\circ}\text{C}$ , назначаемые без расчета конструкций (с ненапрягаемой арматурой и преднапряженных, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-ей категории) на воздействие температуры и усадки бетона, не должны превышать:

- для отапливаемых одноэтажных каркасных зданий из сборного железобетона 72 м;

- для не отапливаемых зданий того же типа – 48 м.

Во всех остальных случаях расстояния между температурно-усадочными швами определяются расчетом.

К вопросу о связях. Для обеспечения жесткости здания в целом, а также жесткости его элементов (покрытия, торцевых стен) в конструктивной схеме предусматривается система вертикальных и горизонтальных связей.

*Вертикальные стальные связи* (рис. 2 а, б) обеспечивают пространственную жесткость здания в продольном направлении (в зданиях с электрическими мостовыми кранами они устраиваются всегда). Устанавливаются эти связи примерно в середине каждого температурного отсека, в пределах одного шага колонн, на высоту от пола до низа подкрановых балок. Вертикальные связи по продольным рядам колонн могут быть крестообразными – при шаге колонн 6 и 12 м (рис. 2 а) или порталными при шаге колонн 12 м (рис. 2 б); последние устанавливают преимущественно в промежуточных рядах колонн.

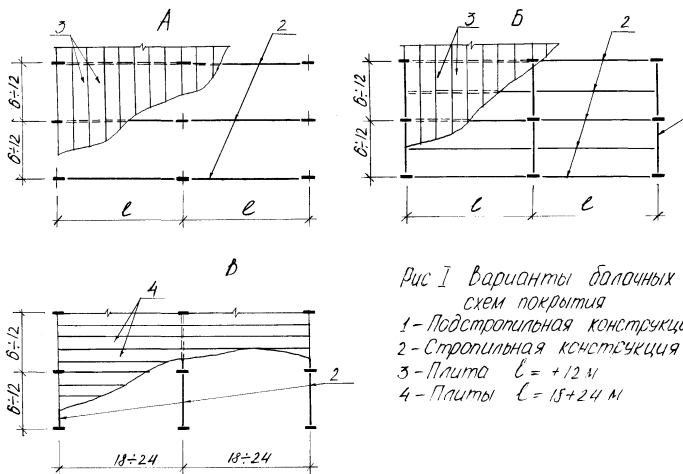


Рис.1 Варианты балочных схем покрытия  
 1- Подстропильная конструкция  
 2- Стропильная конструкция  
 3- Плита  $l = 12$  м  
 4- Плиты  $l = 18 + 24$  м

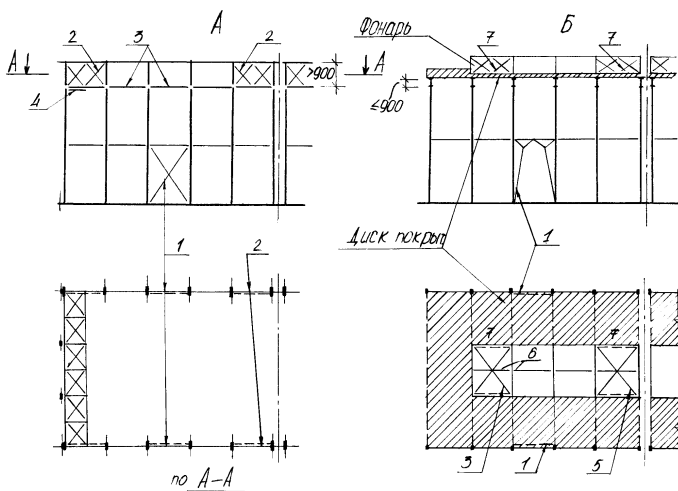


Рис.2 Схемы расположения связей.  
 1-вертикальные связи по колоннам; 2-вертикальные связи на опорах строп. конструкций ( $h > 900$  мм); 3-Распорки по верху колонн ( $h > 900$  мм); 4-Гориз. связи (у торцов); 5, 6- Гориз. связи и распорки по верху пояса (по фонарям); 7- ветр. связи по фонарям

При высоте стропильных конструкций на опоре от 900 мм и менее вертикальных связей и распорок в уровне опорных частей не делают. Последнее замечание относится также к конструктивным схемам с подстропильными элементами.

Горизонтальные связи. Жесткость диска покрытия (здания с мостовыми кранами легкого и среднего режимов работы) в горизонтальной плоскости обеспечивается применением крупноразмерных железобетонных плит. Каких-либо дополнительных связей в этом случае не требуется.

При значительной высоте (более 18 м от пола до низа стропильной конструкции) и пролетах более 30 м у торцевых стен здания могут устраиваться горизонтальные связи (в виде стальных ферм), которые служат опорой для колонн фахверка. Эти связи устанавливаются или в уровне низа стропильных конструкций, или, что делается чаще, - в уровне подкрановых путей (рис.2а).

Связи в местах устройства светоаэрационных фонарей. В пролетах зданий с фонарями посередине длины стропильных конструкций (в уровне их верха) устанавливаются стальные распорки и, кроме того, в двух ячейках каждого температурного отсека стропильные фермы (по верхнему поясу) «развязываются» в пределах ширины фонаря горизонтальными стальными связями (рис 2.б). Для обеспечения жесткости фонарей в продольном направлении предусматриваются вертикальные стальные связи, как это показано на рис.2б.

**К о м п о н о в к е п о п е р е ч н о й р а м ы .** Поперечная рама одноэтажного каркасного здания из сборных железобетонных элементов состоит их стоек, защемленных в фундаментах, и ригелей, соединенных со стойками (в подавляющем большинстве случаев) шарнирно. Ригели в расчете принимаются абсолютно жесткими.

При компоновке поперечной рамы определяют:

- размеры колонн по высоте;
- типы колонн и размеры сечений их элементов;
- привязку колонн к разбивочным осям здания;
- расстояния между осями подкрановых путей и разбивочными осями ( $\lambda$ );
- принципиальную схему вертикальных ограждающих

конструкций.

Размеры колонн по высоте определяют в данном проекте, исходя из заданной отметки верха подкранового рельса – Н<sub>1</sub> (рис.3)

Высота надкрановой части ступенчатой колонны (в метрах) определяется из выражения

$$H_{\text{в}} \geq H_{\text{кр}} + (h_{\text{пб}} + 0,15) + a_2$$

где  $H_{\text{кр}}$  - габаритный размер крана (таблица 1);

$h_{\text{пб}}$  - высота подкрановой балки; принимается равной 1,4 м

при

шаге колонн 12 м и 1,0 при шаге колонн 6 м;

0,15 м - высота кранового рельса с прокладками;

$a_2 \geq 0,15$  м - зазор между верхней точкой крановой и ни-

зом

железобетонных стропильных конструкций.

Высота подкрановой части колонны (в метрах)

$$H_{\text{п}} = H_1 - (h_{\text{пб}} - 0,15) + a_1$$

где  $a_1$  - расстояние от пола до верхнего обреза фундамента

(размер

$a_1$  рекомендуется принимать равным 0,15 м).

Полная высота колонны -  $H_{\text{к}}$  должна быть не менее суммы ( $H_{\text{в}} + H_{\text{п}}$ ) и такой, чтобы габаритный размер здания  $H = H_{\text{к}} - a_1$  (см. рис 3) был кратен модулю 1,8 м (в данном проекте, по согласованию консультантом, можно принимать размер  $H$  кратным меньшему модулю, например, 1,2 м и даже 0,6 м.

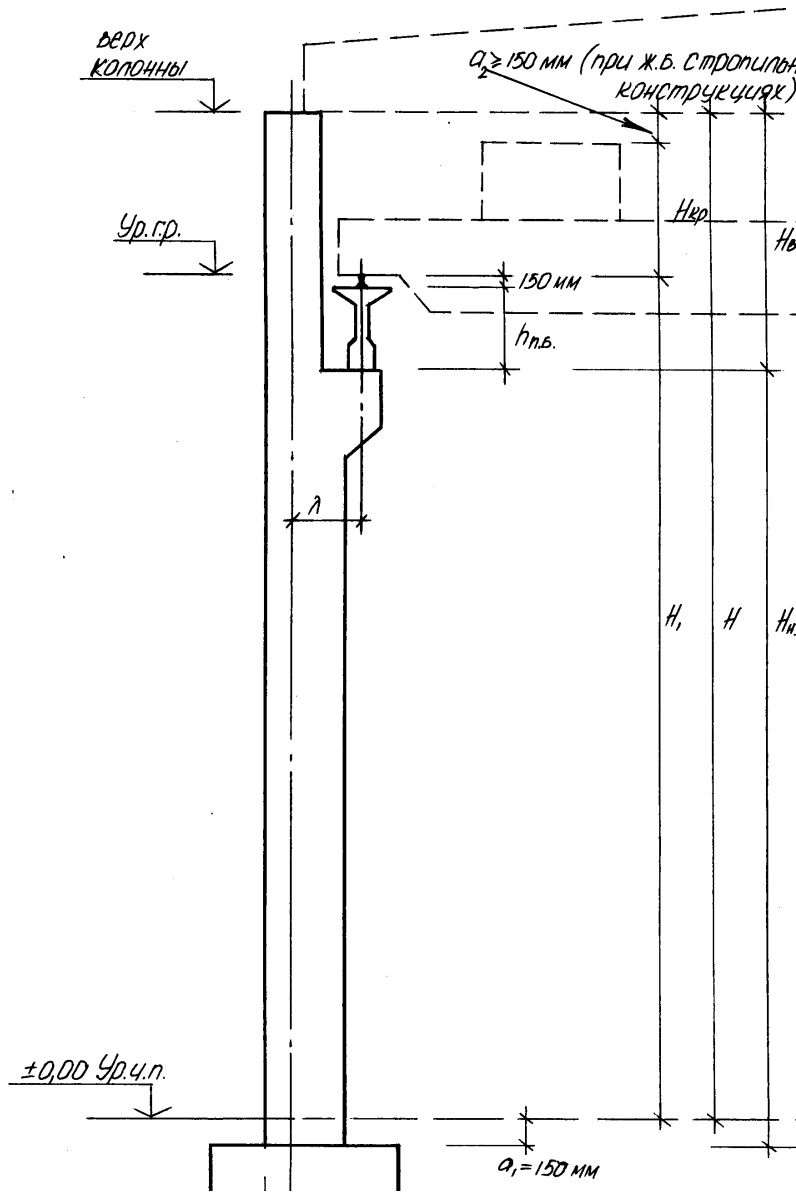




Рис.3 К определению высоты колонны.

К выбору типа колонн. Колонны могут быть приняты сплошными (прямоугольного и двутаврового сечения) или сквозными (подкрановая часть - двухветвевая).

Сплошные колонны применяются в зданиях с пролетами до 24 м, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 тн включительно, при высоте от пола до головки кранового рельса 10 м.

Двухветвевые колонны рациональны при пролетах 30 м и более, при  $H_1$  (см. рис.3) более 10 м, а также при мостовых кранах грузоподъемностью более 30 тн.

Заметим, что в унифицированных конструктивных схемах одноэтажных промышленных зданий  $H$  (см. рис.3) более 12 м во всех случаях применяются двухветвевые колонны.

К назначению размеров сечений колонны. Ширина сечения колонн ( $e_n$ ), несущих крановые нагрузки, должна быть не менее 400 мм при шаге колонн 6 м и не менее 500 мм – при шаге колонн 12 м. Кроме того, величина  $e_n$  (для зданий с мостовыми кранами, при наличии вертикальных связей по колоннам) должна назначаться не менее  $\frac{1}{25}H_n$ .

Высота сечения надкрановых частей ( $h_g$ ) крайних колонн делается не менее 300мм (обычно, не менее 400мм), промежуточных колонн рамы не менее-500мм (обычно, не менее 600мм).

Высота сечений подкрановых частей колонн ( $h_n$ ) принимается равной не менее  $(\frac{1}{9} \div \frac{1}{12})H_n$ .

Размеры сечений колонн рекомендуется делать кратными 100мм. Размеры сечений ветвей двухветвевых колонн (в плоскости рамы) могут быть кратными 50мм (200, 250, 300, 350мм).

Расстояние между осями распорок двухветвевых колонн принимается равным 1800 ÷ 2500мм.

Привязка колонн крайних рядов к продольным разбивочным осям может быть (см. рис.3):

- «нулевой» – при шаге колонн 6м, грузоподъемности кранов до 30 тн включительно и  $H < 16,2$ м;



5/3	1	300	6	400	5	300	60	1	3	,0	7	6,5
	7							1	4			0,5
	2							4	0,2			
	0							1	2			4,0
	2							1	5			6,5
	3							2	5			3,5
	2							2	7			7,5
0/5	1	300	6	400	5	400		1	4	,5	8	8,5
	6,5							1	5			2,5
	2							2	6			6,0
	9,5							2	7			1,0
	2							2	7			6,5
	2,5							2	7			0,0
	5,5							2	8			6,5
8,5	2	8	0,0									
0/5	1	300	6	100	5	750		2	8	2,0	1	2,6
	6,5							3	8			7,5
	2							3	9			2,0
	9,5							3	1			6,5
	2							3	1			2,0
	2,5							3	1			6,5
	5,5							3	1			2,0
8,5	3	1	7,5									
5/3	1	300	6	000	5	300	60	1	3	,0	7	6,5
	7							1	4			0,5
	2							4	0,2			
	0							1	2			4,0
	2							1	5			6,5
	3							2	5			3,5
	2							2	7			7,5

0/10	1	650	6	250	5	150	3	4	1	6,0	1		
	6,5							2,0	0,8			6,5	
	1							4	1			1,5	
	5							9,5	5,0			0,8	6,5
	2							2,5	4			1,8	2,0
	2							5,5	4			3,0	7,0
	2							8,5	4			4,5	4,0
3	1,5	5	5,5										

## СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

К сбору нагрузок на раму.

В соответствии с главой СНиП «Нагрузки и воздействия» все нагрузки подразделяется на постоянные, временные длительные и кратковременные.

К постоянным нагрузкам, действующим на раму, относятся нагрузки от веса ограждающих элементов и несущих конструкций.

Нормативная нагрузка от веса ограждающей части покрытия (кровля, стяжки, теплоизоляция, пароизоляция) должна определяться по проектным размерам и объемным весам материалов, составляющих эту часть.

Поскольку в задании к курсовому проекту такие данные не приводятся, нормативная нагрузка от веса 1м<sup>2</sup> ограждающей части покрытия (без учета железобетонных плит покрытия) может быть принята равной:

для холодных покрытий – 40 ÷ 50 кгс/м<sup>2</sup>;

для утепленных покрытий – 90 ÷ 150 кгс/м<sup>2</sup>.

Значение коэффициента надежности по нагрузке ( $\gamma_f > 1$ ) в этом случае принимается равным 1,2.

Нормативные нагрузки от веса несущих сборных железобетонных конструкций (плит покрытия, стропильных и подстропильных элементов, подкрановых балок), а также веса стеновых панелей и остекления могут приниматься по данным, приведенным в таблицах 2,3,4.

Нормативная нагрузка от веса колонны подсчитывается в зависимости от их геометрических размеров, принятых при компоновке поперечной рамы.

Нормативная нагрузка от веса плит покрытий  
(с учетом заливки швов)

таблица 2

Тип плиты	Номинальные размеры в плане, м × м	Район по снеговой нагрузке	Нормативная нагрузка на горизонтальное покрытие
1	2	3	
Рёбристые типа П	3 × 6	Все районы	
	1,5 × 6	То же	
	3 × 12	I – II	
		III – IV	
1,5 × 2	Все районы		
Рёбристые малоклонные	3 × 18	Все районы	
	3 × 24	То же	
Рёбристые сводчатые типа КЖС	3 × 18	То же	
	3 × 24	То же	

Нормативная нагрузка от веса стропильных и подстропильных конструкций, а также железобетонных подкрановых балок

таблица 3

Тип конструкции	Пролет, м	Шаг, м	Район по снеговой нагрузке	

1	2	3	4	
Стропильные фермы	18	6	I –III IV-VI	
		12	I –III IV-VI	
	24	6	I –III IV-VI	
		12	I –III IV-VI	
30	6	I –III IV-VI		
Стропильные балки	12	6-12	Все районы	
	18	6-12	—" —	
	24	6-12	—" —	
Стропильные балки (под плиты длиной 18 и 24м)	6	18	—" —	
		24	—" —	
Арки	24	18	—" —	
		24	—" —	
	30	6	—" —	
		12	—" —	
36	6	—" —		
12	12	-	-	
Подстропильные фермы	12	-	-	
Подстропильные балки	12	-	-	
Железобетонные подкрановые балки	6	Для кранов грузоподъемностью 15 ÷50 тн		
	12	—" —		

Нормативная нагрузка от веса на  $1\text{ м}^2$   
стенowych панелей и остекления

таблица 4

Наименование элемента	Характеристика здания	Длина элемента	Нормативная нагрузка с элемента
Стеновые панели	Отапливаемое	6	1
		12	2
	Неотапливаемое	6	
		12	
Остекление	-	-	

К временным длительным нагрузкам действующим на раму, относятся нагрузки от одного мостового крана (с коэффициентом 0,6 для кранов среднего режима работы) и нагрузки от снегового покрытия III и IV районов за вычетом  $70 \text{ кгс/м}^2$  (нормативные значения).

К кратковременным нагрузкам относятся крановые, снеговые, ветровые.

Нагрузки от кранов. Нормативные вертикальные нагрузки, передаваемые колесами кранов на балки кранового пути, принимаются в соответствии с требованиями ГОСТов на кран (таблица 1)

Нормативная горизонтальная нагрузка, направленная поперек кранового пути, должна приниматься в курсовом проекте равной 0,05 суммы номинальной грузоподъемности крана и веса его тележки.

Коэффициент надежности по нагрузке ( $\gamma_f$ ) для крановых нагрузок принимается равным 1,2.

При учете двух кранов (легкого и среднего режимов работы) нагрузка от них умножаются на коэффициент сочетаний  $n_c = 0,85$ , а при учете четырех кранов - на коэффициент сочетаний  $n_c = 0,7$ .

Снеговая нагрузка. Нормативная снеговая нагрузка на  $1\text{ м}^2$  горизонтальной проекции определяется по формуле  $P_n = P_0 \cdot c$ , где  $P_0$  - вес снегового покрова на  $1\text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли (таблица 5),  $c$  - коэффициент перехода.

При расчете рамы значение коэффициента  $C$  принимается равным 1, за исключением мест, где имеется перепад покрытий. В местах перепадов учиты-

вается повышенная снеговая нагрузка как показано на рис.4

Коэффициент надежности ( $\gamma_f$ ) по снеговой нагрузке принимается равным 1,4.

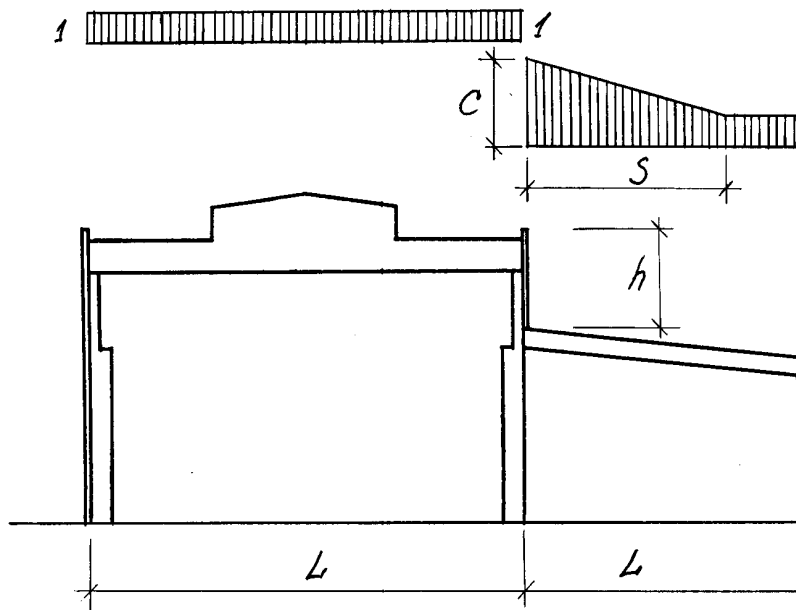
Ветровая нагрузка. Нормативное значение определяется по формуле

$q_n^c = q_0 \cdot k \cdot c$ , где  $q_0$  – скоростной напор ветра (таблица 6),  $k$  – коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте (рис. 5),  $c$  -аэродинамический коэффициент, при расчете рамы в данном курсовом проекте как указано на рис.6

Коэффициент надежности ( $\gamma_f$ ) по ветровой нагрузке принимается равным 1,2.

Эпюры коэффициентов "С"  
(С - коэффициент перехода для снеговой нагрузки)





$$C = f(h, L, L_n)$$

В данном курсовом проекте (при опирании стропильных конструкций боковых пролетов в уровне верха подкрановой части колонны среднего пролета и при

$L_n = 12$  м допускается принимать  $C = 4$  и  $S = 2h$ ).

Рис.4

Эюра "К"  
 эффициенты  
 (для открытой местности)

Аэродинамические ко-  
 для расчета рамы  
 ⇒ направление ветра

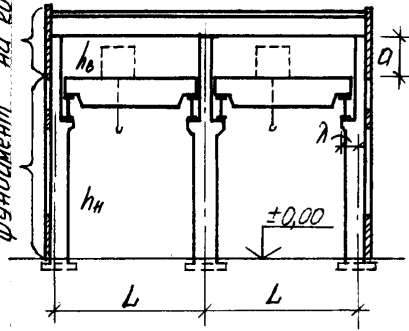


над  
Скоростной напор ветра  $q_0$  на высоте 10 м  
поверхностью земли (для открытой местности)

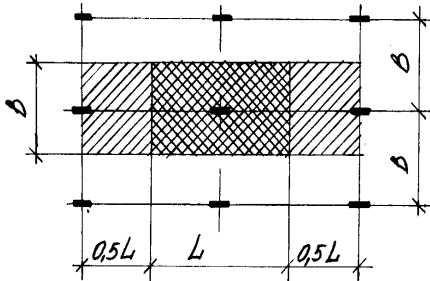
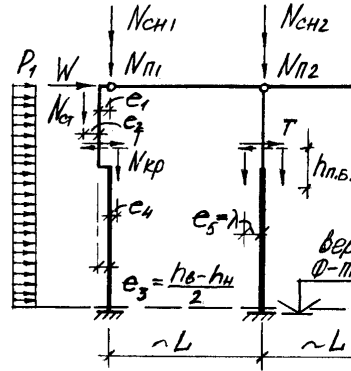
таблица 6

Район	Города, расположенные в соответствующих районах	
I	Вильнюс, Горький, Каунас, Кострома, Калинин, Минск, Москва	
II	Архангельск, Березники, Братск, Воронеж, Казань, Киев, Курск, Санкт-Петербург, Петрозаводск, Пермь, Рига, Омск, Екатеринбург, Челябинск, Чита, Уфа	
III	Ашхабад, Алма-Ата, Волгоград, Днепропетровск, Запорожье, Иркутск, Красноярск, Львов, Новосибирск, Норильск, Ростов, Саратов, Таллинн, Ташкент, Томск	
IV	Владивосток, Мурманск	
V	Баку	
VI	Советская Гавань	
VII	Петропавловск-Камчатский	

Опирается на Новейш.  
Фундамент на кол.



A



$$N_{n2} = q_n \cdot B \cdot L + G_{стр.к.};$$

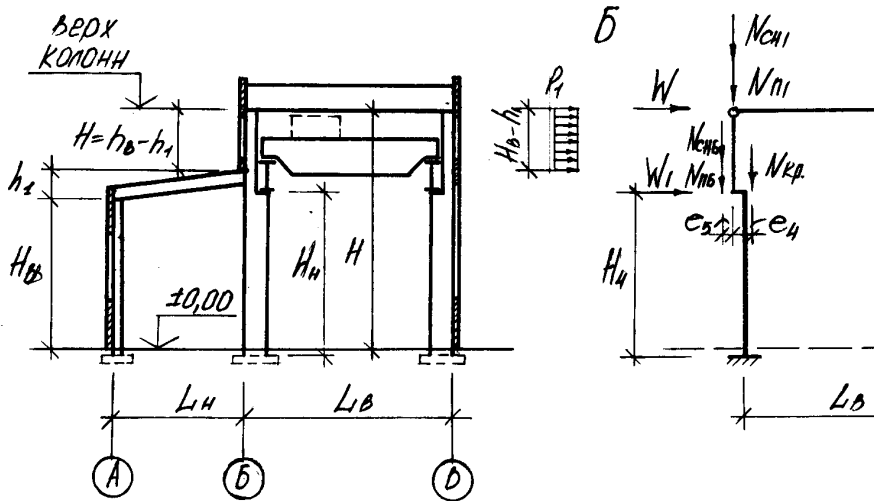
$q_n$  - нагрузка от веса 1 м<sup>2</sup> по-

$G_{стр.к.}$  - нагрузка от веса

конструкции

$$N_{сн1} = 0,5 \cdot P_{сн} \cdot B \cdot L;$$

$$N_{сн2} = P_{сн} \cdot B \cdot L$$



$N_{нб}$  - нагрузка от веса покрытия бокового пролета и участка стены по оси "Б", расположенного выше покрытия бокового пролета.  $N_{сн.б}$  - нагрузка от снега на покрытие бокового пролета (определяется, как показано на рис.4).

$W_1 = \left( \frac{3}{8} P_1 H_об + P_1 h_1 \right)$  - ветровая нагрузка, действующая на ограждение бокового пролета и учитываемая при расчете рамы.  
 $e_с = (0,5 \cdot h_б - 0,15)$

Рис. 7 К определению нагрузок на раму.

Пример схемы нагрузок, действующих на поперечную раму показан на рис.7 где:

$N_{н1}$  и  $N_{н2}$  - вертикальные нагрузки (передающиеся на колонны) от веса покрытия;

$N_{сн1}$  и  $N_{сн2}$  - вертикальные нагрузки от снега на покрытия;

$N_{ст}$  - нагрузка от веса навесных стен;

$N_{кр}$  и  $T$  - соответственно, вертикальная и горизонтальная нагрузка от кранов;

$W$  – нагрузка от действия ветра на покрытие;

$P_1$  и  $P_2$  – ветровая нагрузка в пределах высоты колонн.

Порядок определения нагрузок  $N_{кр}$ ,  $T$ ,  $W$ ,  $P_1$  и  $P_2$  приведен ниже в примере расчета рамы.

При определении эксцентриситета  $e_1$  следует учитывать, что давление стропильной конструкции на колонну считается приложенным на расстоянии трети длины опоры от внутренней ее грани (рис 8а). В курсовом проекте можно считать, что давление стропильной конструкции на колонну приложена на расстоянии 175 мм (внутри здания) от продольных разбивочных осей.

При определении эксцентриситета  $e_2$  следует учитывать что  $N_{cm}$

приложена на расстоянии, равном половине толщины навесной стены от наружной грани колонны (рис. 8б).

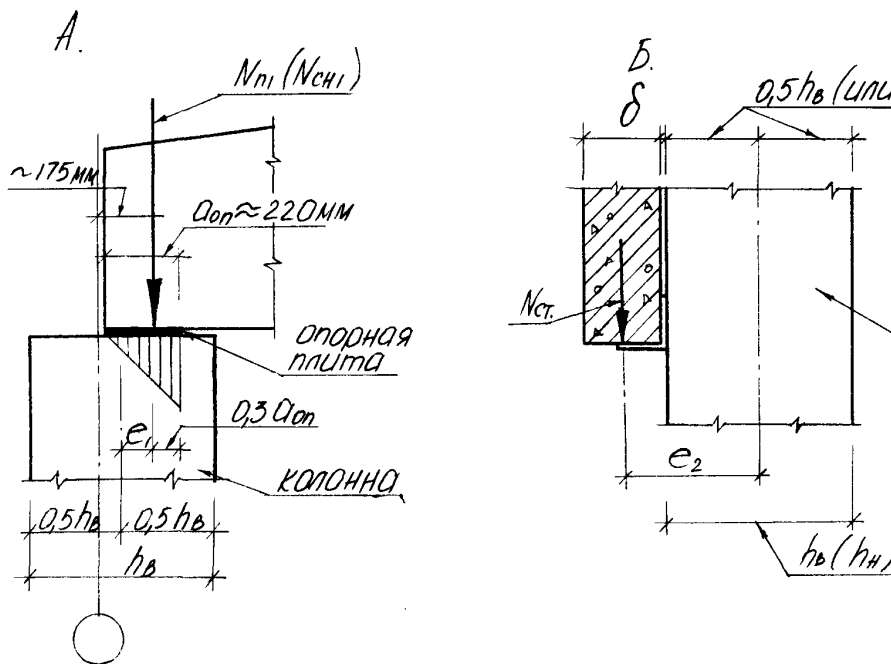


Рис.8 К определению эксцентриситетов:  
 а) схема опирания стропильных на крайнюю колонну;  
 б) схема сопряжения навесного участка стены с колонной.

В заданиях на проектирование могут встретиться схемы с боковыми пристройками (см. рис. 7б)

В курсовом проекте следует считать, что стропильные конструкции боковых пристроек опираются на колонны основного пролета в уровне верха подкрановых частей стоек. При этом допускается упрощать расчетную схему, т.е. рассматривать однопролетную раму (см. рис 7б) учитывая влияние пристроек нагрузками  $N_{пб}$ ,  $N_{снб}$ ,  $W_1$ .

Расчетная схема поперечной рамы представляет собой одноэтажную многопролетную стержневую систему из вертикальных стоек,

защемленных внизу, шарнирно связанных с ними абсолютно жестких ригелей (рис 7).

В такой системе расчет ригелей (в виде ферм и балок) можно выполнять независимо от расчета рамы.

Расчет рамы в данном случае необходим для определения продольных усилий, изгибающих моментов и поперечных сил в сечениях колонны. Он сводится к определению горизонтальных упругих реакций ( $B_{yn}$ ) в уровне сопряжения стоек с ригелями.

Имея для каждой колонны значение  $B_{yn}$  и значения нагрузок, действующих на нее, находят (рассматривая стойку, как вертикальный консольный стержень)  $N$ ,  $M$ , и  $Q$  в сечениях колонны (рис.9).

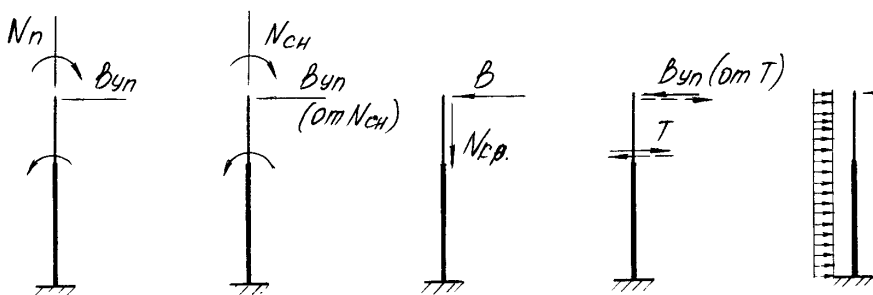


Рис.9 К определению усилий в сечениях колонны.

Заметим, что можно не учитывать смещения верха каркаса от действия:

а) крановых нагрузок в однопролетных зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 тн. и в двухпролетных зданиях с кранами грузоподъемностью до 50 тн. включительно;

б) нагрузок от веса покрытия и снега, если величина пролетов отличается не более, чем на 6 м.

В этих случаях каждая колонна каркаса (с шарнирно-неподвижным опиранием верхнего конца) рассчитываются отдельно на воздействие нагрузок, приложенных к ней.

Расчет рам встречающихся в данном курсовом проекте, рекомендуется выполнять методом перемещений (деформаций). Формулы для определения реакций в горизонтальных связях основной системы метода перемещений приводятся в примере расчета рамы. (Приложение 5)



## ПРИМЕР РАСЧЕТА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ ОДНОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ.

### Данные для проектирования.

Здание двухпролетное, отапливаемое, место строительства г. Воронеж (местность открытая). Здание разбито на температурные отсеки длиной 72 м. Пролеты здания  $L = 24$  м, шаг колонн  $B = 12$  м. Здание оборудовано электрическими кранами среднего режима работы, по два в каждом пролете. Грузоподъемность кранов  $Q = 20/5$  тн. (199/49 кН). По степени ответственности здания относится к классу II. Расстояния от чистого пола до уровня отметки подкранового рельса 8,15 м. Высота подкрановой балки 1,4 м, а подкранового пути 0,15 м. Устройство фонарей не предусматривается, цех оборудован лампами дневного света.

### Конструктивная и расчетная схемы рамы

Покрытие здания утепленное. Плиты покрытия предварительно напряженные железобетонные ребристые размером  $3 \times 12$  м. Наружные панельные стены навесные, опирающиеся на опорные столики колонн на отметке 7,8 м. Стеновые панели и остекление ниже отметки 7,8 м самонесущие. Вся нагрузка от стен ниже отметки 7,8 м передается непосредственно на фундамент.

Стропильные конструкции – железобетонные сегментные фермы пролетом 24 м. Крайние колонны проектируются сплошными прямоугольного сечения, ступенчатыми; средние колонны – сквозные двухветвевые ( $H > 10$ ). Размеры колонн по высоте. Высота подкрановой  $H_1$  и надкрановой  $H_2$  частей колонн при высоте крана 2,4 м;

$$H_1 = 8,15 - 1,4 + 0,15 = 6,75 \text{ м};$$

$$H_2 = 1,4 + 0,15 + 2,4 + 0,25 = 4,2 \text{ м};$$

$$H = 4,2 + 6,75 = 10,95 \text{ м}.$$

При глубине заделки колонны в фундаменте  $h_f = 0,85$  м полная высота колонны  $H_{tot} = 10,95 + 0,85 = 11,8$  м.

Привязку крайних колонн к разбивочным осям при шаге 12 м, крана грузоподъемностью 20 тн, при длине 10,95 м принимаем 250 мм. Соединение колонны с фермами выполняется путем сварки закладных деталей и в расчетной схеме поперечной рамы считается шарнирным.

Размеры поперечного сечения колонн принимаем:

$$\text{для крайней колонны в подкрановой части } h = \frac{1}{10} H_1 =$$

$675/10 = 67,5$  см; принимаем  $h = 80$  см;  $b = 50$  см; в надкрановой части из условия опирания фермы  $h = 60$  см;  $b = 50$  см.

Для средней двухветвевой колонны в подкрановой части общую высоту сечения можно назначить так, чтобы ось ветви совпадала с осью подкрановой пути. Однако при кранах грузоподъемностью до 20 ÷ 30 тн и отметке головки кранового рельса до 10 ÷ 12 м в целях уменьшения общей высоты сечения колонны можно допускать смещение оси подкрановой балки со оси ветви. Принимаем высоты сечения колонн 120 см. На-

значаем ширину сечения  $b = \frac{1}{20} H$ ,  $b = 50$  см. В надкрановой части

колонны из условия опирания на колонны двух ферм (без устройства консолей) принимаем  $h = 60$  см,  $b = 50$  см.

Расчетная схема рамы показана на рис.3

### Определение нагрузок на раму

Постоянная нагрузка. Все расчетные нагрузки от веса конструкций покрытия и стен должны определяться с учетом коэффициента надежности по назначению конструкций  $\gamma_n = 0,95$ .

Масса сегментной фермы пролетом 24 м составляет 14,9 тн, а вес 120 кН. Расчетное опорное давление: фермы  $(120/2) \cdot 1,1 = 66$  кН,

где  $\gamma_f = 1,1$  - коэффициент надежности по нагрузке.

Нагрузка от веса покрытия  $3,45 \cdot 12 \cdot 24/2 = 496,8$  кН.

Расчетная нагрузка от веса покрытия и фермы с учетом  $\gamma_n = 0,95$

-на крайнюю колонну  $N_{n1} = (496,8+66) \cdot 0,95 = 534,66$  кН;

-на среднюю колонну  $N_{n2} = 2 \cdot N_{n1} = 1069,32$  кН.

Расчетная нагрузка от веса стен при весе  $1 \text{ м}^2$  панелей  $2,5$  кН и оконных переплетов  $0,4$  кН на участке выше отметки  $7,8$  м

$$N_{ст} = (3,6 \cdot 12 \cdot 2,5 + 1,2 \cdot 12 \cdot 0,4) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 119 \text{ кН.}$$

Расчетная нагрузка от веса подкрановых балок

$$N_{пб} = G_{пб} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 115 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 120,2$$
 кН,

где  $G_{пб} = 115$  кН – вес подкрановой балки.

Расчетная нагрузка от веса колонн.

Крайние колонны: надкрановая часть  $N_{к}^e = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 4,2 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 32,9$  кН.

подкрановая часть  $N_{к}^u = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 6,75 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 70,54$  кН.

Средние колонны:  $N_{к}^e = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 4,2 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 32,9$  кН.

$$N_{к}^u = 0,5 \cdot 0,25 \cdot 6,75 \cdot 2 + (0,9 + 3 \cdot 0,4) \cdot 0,5 \cdot (1,2 \cdot 2 \cdot 0,25) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 84,84$$
 кН.

### Нагрузка от веса покрытия

т

таблица

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка Н/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка Н/м <sup>2</sup>
Железобетонные ребристые плиты покрытия размером $3 \times 12$ м с учетом заливки швов	2050	1,1	2255
Обмазочная пароизоляция	50	1,3	65
Утеплитель (готовые плиты)	400	1,2	480

Асфальтовая стяжка толщиной 20 мм	350	1,3	45
Рулонный ковер	150	1,3	19
Итого:			34

#### Временные нагрузки

Снеговая нагрузка. При расчете поперечной рамы снеговую нагрузку принимают равномерно распределенной во всех пролетах здания. Вес снегового покрова для Воронежа (район III)  $P_0 = 1 \text{ кПа} = 1000 \text{ Н/м}^2$ .

Нормативная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  площади горизонтальной проекции покрытия при  $C = 1$   $P_n'' = P_0 \cdot C = 1 \cdot 1 = 1,0 \text{ кПа} = 1000 \text{ Н/м}^2$ . Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,4$

Расчетные снеговые нагрузки на колонны:

- в крайних пролетах:  $P_{sn} = 1 \cdot 1,2 \cdot 24 / 2 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 191,52 \text{ кН}$ .

- в средних пролетах:  $P_{sn} = 2 \cdot 191,52 = 383,04 \text{ кН}$ .

Длительно действующая часть снеговой нагрузки для крайней колонны;

$$P_{sn}^0 = 0,3 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 24 / 2 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 57,5 \text{ кН}.$$

для средней колонны  $P_{sn}^0 = 0,3 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 24 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 115,0 \text{ кН}$ .

Крановые нагрузки. Вес принимаемого груза  $Q = 200 \text{ кН}$ . Пролет крана  $24 - 2 \cdot 0,75 = 22,5 \text{ м}$

Согласно стандарту на мостовые краны, база крана  $M = 630 \text{ см}$ ; расстояние между колесами  $K = 440 \text{ см}$ ; вес тележки  $G_{Tm} = 8,5 \text{ кН}$ ;

$$F_{n \max} = 220 \text{ кН}; \quad F_{n \min} = 60 \text{ кН}.$$

Расчетное максимальное давление на колесо крана при  $\gamma_f = 1,1$

$$F_{\max} = F_{n \max} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 220 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 229,9 \text{ кН};$$

$$F_{\min} = F_{n \min} \cdot \gamma \cdot \gamma_n = 60 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 62,7 \text{ кН};$$

Расчетная тормозная сила на одно колесо

$$H_{\max} = \frac{Q + G_{Tm}}{20} \cdot 0,5 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = \frac{200 + 85}{20} \cdot 0,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 7,45$$

кН.

Вертикальная крановая нагрузка на колонны от двух сближенных кранов с коэффициентом сочетаний  $\gamma_i = 0,85$

$$D_{\max} = F_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 229,9 \cdot 0,85 \cdot 2,95 = 576,47 \text{ кН.}$$

$$D_{\min} = F_{\min} \cdot \gamma_n \cdot \sum y = 62,7 \cdot 0,85 \cdot 2,95 = 157,22$$

кН.

где  $\sum y = 2,95$  – сумма ординат линии влияния давления двух подкрановых балок на колонну.

Вертикальная нагрузка на колонны от четырех кранов с коэффициентом сочетаний  $\gamma_i = 0,7$ ; на среднюю колонну:

$$N_{кр} = 2 \cdot D_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 2 \cdot 229,9 \cdot 0,7 \cdot 2,95 =$$

949,49 кН.

От одного крана (длительная) для среднего режима работы принимают с коэффициентом  $\gamma_i = 0,5$ :

$$N_{кр \max}^{\partial l} = F_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 229,9 \cdot 2,95 \cdot 0,5 = 339,1$$

кН;

$$N_{кр \min}^{\partial l} = F_{\min} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 62,7 \cdot 2,95 \cdot 0,5 = 92,48 \text{ кН;}$$

Расчетную тормозную поперечную силу, передающуюся на колонну от действующих на подкрановую балку тормозных сил от двух сближенных кранов, определяют по линии влияния

$$T = T_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 7,45 \cdot 0,85 \cdot 2,95 = 18,7 \text{ кН.}$$

Ветровая нагрузка. Воронеж расположен в районе II по скоростным напорам ветра, поэтому  $q_0 = 0,35$  кПа. Для местности типа А значение коэффициента К, учитывающего изменение скоростного напора по высоте здания: для высоты

$$10 \text{ м } K = 1, \text{ для высоты } 20 \text{ м } K = 1,25; q_0 \cdot 1,25 = 0,4275 \text{ кПа.}$$

Ветровую нагрузку в пределах высоты колонны принимают равномерно распределенной  $K=1$ . Аэродинамический коэффициент для наружных стен: с наветренной стороны  $C = 0,8$ , с заветренной стороны  $C = -0,6$ .

Расчетная нагрузка от ветра на поперечную раму при шаге колонн

$B = 12$  м равномерно распределенная до отм. 10,8 м с наветренной стороны

$$w_1 = \gamma_f \cdot q_0 \cdot K \cdot C \cdot B \cdot \gamma_n = 1,2 \cdot 0,35 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 12 \cdot 0,95 = 3,83 \text{ кН/м.}$$

то же, с наветренной стороны  $w_2 = 1,2 \cdot 0,35 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 12 \cdot 0,95 = 2,87 \text{ кН/м.}$

Сосредоточенная сила на уровне верха колонны рамы от ветровой нагрузки на снеговые панели, расположенные выше отметки 10,8 м

$$W = \frac{0,35 + 0,428}{2} \cdot (14,37 - 10,8) \cdot 12 \cdot 1,2 \cdot (0,8 + 0,6) \cdot 0,95 = 26,6 \text{ кН.}$$

Таблица расчетных нагрузок на раму

таблица 7

№ п.п.	Виды нагрузок	Обозначение	Величина расчетной нагрузки на 1 колонну
1	2	3	4
1	А. Постоянная нагрузка От веса покрытия: на крайнюю колонну на среднюю колонну	$N_{n1}$	543,6
		$N_{n2}$	1069,2
2	От веса подкрановой	$N_{нб}$	120,0

	балки		
3	От веса стен и остекления	$N_{ct}$	119
4	Вес крайней колонны: надкрановая часть подкрановая часть	$N_{e1}$	32,9
		$N_{n1}$	70,5
5	Вес средней колонны: надкрановая часть подкрановая часть	$N_{e2}$	32,9
		$N_{n2}$	84,8
6	В. Временные нагрузки Снег:  на крайнюю колонну: полная длительная  на среднюю колонну: полная длительная		
		$P_{sn1}$	191,5
		$P_{sn1}^{\partial}$	57,5
		$P_{sn2}$	383,0
		$P_{sn2}^{\partial}$	115,0
7	Распределенная ветровая нагрузка: с наветренной стороны	$w_1$	3,83 кПа
8	То же, с заветренной стороны	$w_2$	2,87 кПа
9	Сосредоточенная ветровая нагрузка в уровне верха колонн	$W$	26,6

0	1	Крановые нагрузки:		
		Вертикальная нагрузка на колонну: от двух сближенных кранов $\gamma_i = 0,85$	$D_{\max}$	576,3
			$D_{\min}$	157,2
		от 4-х кранов на среднюю колонну $\gamma_i = 0,7$  от одного крана (длительная) $\gamma_i = 0,5$	$N_{кр}$	949,3
			$N_{кр \max}^{\circ}$	339,3
$N_{кр \min}^{\circ}$	92,4			
	$T$	18,7		
1	1	Горизонтальная нагрузка		

### Геометрические характеристики колонн.

Крайняя колонна:

Моменты инерции сечения:

- надкрановой части  $J_{e1} = \frac{50 \cdot 60^3}{12} = 90 \cdot 10^4 \text{ см}^4;$

- в подкрановой части  $J_{n1} = \frac{50 \cdot 80^3}{12} = 213 \cdot 10^4 \text{ см}^4;$

Средняя колонна:

-надкрановая часть  $J_{e2} = \frac{60 \cdot 50^3}{12} = 62,5 \cdot 5 \cdot 10^4 \text{ см}^4$

-подкрановая часть  $J_{n2} = 2 \cdot F_c \cdot \left(\frac{a}{2}\right)^2 = 2 \cdot 25 \cdot 50 \cdot \left(\frac{95}{2}\right)^2 = 564,1 \cdot 10^4 \text{ см}^4;$



Момент инерции сечения одной ветви

$$J_c = \frac{50 \cdot 25^3}{12} = 6,5 \cdot 10^4 \text{ см}^4.$$

Относительные значения моментов инерции сечений колонн рамы.

$$\text{Принимаем } J_{e1} = 1, \text{ тогда } J_{n1} = \frac{213 \cdot 10^4}{90 \cdot 10^4} = 2,4;$$

$$J_{e2} = 0,7; J_{n2} = 6,3; J_c = 0,07.$$

Статический расчет поперечной рамы

Рама рассчитывается методом перемещений. Основная система показана на рис. 4,а.

Следует обратить внимание на следующее:

- в основной системе оси крайних стоек приняты прямолинейными, в то время как в расчетной схеме (рис) они ступенчатые. Поэтому при расчете на действие вертикальных нагрузок  $N_{n1}$ ,  $N_{sn1}$ ,  $N_{cm}$  в уровне сопряжения надкрановой и подкрановой частей колонн в основной системе появляются моменты, соответственно равные  $N_{n1} \cdot e_3$ ;

$$N_{sn1} \cdot e_3; N_{cm} \cdot e_3 \cdot e_3.$$

$$\text{где } e_3 = 0,5 \cdot (h_1 - h_2);$$

- в принятой основной системе вертикальные нагрузки  $N_i$  приложенные с эксцентриситетами (по отношению к осям стоек), переносятся на оси стоек с добавлением в точках их приложения соответствующих моментов, равных

$$N_i \cdot e_i.$$

Единичное перемещение основной системы. Неизвестным является

$\Delta_1$ - горизонтальное перемещение верха колонн. Основная система содержит горизонтальную связь, препятствующую этому перемещению (рис. 4,б).

Подвергаем основную систему единичному перемещению  $\Delta_1 = 1$  и вычисляем реакции верхнего конца сплошной и двухветвевой колонн, соответственно  $R_{\Delta 1}$  и  $R_{\Delta 2}$ .

Для крайней сплошной колонны:

$$\alpha = \frac{H_2}{H} = \frac{4,2}{10,95} = 0,384; \quad K_1 = 0;$$

$$K = \alpha^3 \cdot \left( \frac{J_{n1}}{J_{e1}} - 1 \right) = 0,384^3 \cdot \left( \frac{2,4}{1} - 1 \right) = 0,08;$$

$$R_{\Delta 1} =$$

$$\frac{3 \cdot E_b \cdot J_1}{H^3 \cdot (1 + K + K_1)} = \frac{3 \cdot 2,4 \cdot E_b}{10,95^3 \cdot (1 + 0,08)} = E_b \cdot 5,08 \cdot 10^{-3};$$

Для средней двухветвевой панели при числе панелей  $n = 4$ :

$$\alpha = \frac{H_{e2}}{H} = \frac{4,2}{10,95} = 0,384;$$

$$K = \alpha^3 \cdot \left( \frac{J_{n2}}{J_{e2}} - 1 \right) = 0,384^3 \cdot \left( \frac{6,3}{0,7} - 1 \right) = 0,453;$$

$$K_1 = \frac{(1 - \alpha)^2 \cdot J_{n2}}{8 \cdot n^2 \cdot J_c} = \frac{(1 - 0,384)^2 \cdot 6,3}{8 \cdot 4^2 \cdot 0,07} = 0,164;$$

$$R_{\Delta 1} = \frac{3 \cdot E_b \cdot J_{n2}}{H^3 \cdot (1 + K + K_1)} = \frac{3 \cdot 6,3 \cdot E_b}{10,95^3 \cdot (1 + 0,453 + 0,164)} = E_b \cdot 8,95 \cdot 10^{-3}.$$

Суммарная реакция (рис.4,б)

$$r_{11} = \sum R_{\Delta} = (2 \cdot 5,08 + 8,95) \cdot E_b \cdot 10^{-3} = 19,11 \cdot 10^{-3} \cdot E_b.$$

Условимся считать реакции, направленные слева направо, положительными.

Загружение постоянной нагрузкой

Нагрузка на крайние колонны:

- от веса покрытия  $N_{n1} = 534,7$  кН действует с эксцентриситетом  $e_1 = 0,25 + 0,175 - 0,5 \cdot h_{e1} = 0,25 + 0,175 - 0,5 \cdot 0,6 = 0,125$

м, где 0,25 – «привязка» колонны к продольной оси, а 0,175 м – расстояние от разбивочной оси до точки приложения  $N_{n1}$ ;

-от веса стен (приложена на расстоянии 3,6 м от верха колонны)

$$N_{cm} = 119 \text{ кН}$$

действует с эксцентриситетом

$$e_2 = 0,5 \cdot (\delta_{cm} + h_{e1}) = 0,5 \cdot (0,3 + 0,6) = 0,45 \text{ м.}$$

Моменты приложения нагрузки  $N_{n1}$  и  $N_{cm}$ , соответственно:

$$M_1 = N_{n1} \cdot e_1 = 534,7 \cdot 0,125 = 66,84 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_2 = N_{cm} \cdot e_2 = 119 \cdot 0,45 = -53,55 \text{ кН}\cdot\text{м.} \quad \text{В подкрановой}$$

части колонны действуют силы  $N_{n1}$ , приложенные с

$$\text{эксцентриситетом } e_1 = (h_{n1} - h_{e1}) / 2 = (0,8 - 0,6) / 2 = 0,1 \text{ м.}$$

Расчетная нагрузка от стеновых панелей толщиной 30 см  $N_{cm}$  с

$$e_2 = 0,3 / 2 + 0,8 / 2 = 0,55 \text{ м.} \quad \text{Расчетная нагрузка от подкрановых}$$

балок  $N_{нб}$  с

$$e_3 = \lambda + 0,25 - 0,5 \cdot h = 0,75 + 0,25 - 0,5 \cdot 0,8 = 0,6 \text{ м. Расчетная на-}$$

грузка от собственного веса надкрановой части колонны с  $e_4 = 0,1 \text{ м.}$

Суммарное значение момента

$$M_3 = 2534,7 \cdot 0,1 - 119 \cdot 0,55 + 120,2 \cdot 0,6 = -50,09 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

За положительные приняты моменты, действующие по ходу часовой стрелки.

Вычисляем реакцию верхнего конца левой колонны:

$$R_1 = \frac{-3 \cdot M_1 \cdot (1 + K / \alpha) + 3 \cdot M_2 \cdot \left( 1 + K / \alpha - \frac{J_{n1}}{J_{e1}} \cdot \alpha^2 \cdot \frac{a}{H} \right) + 3 \cdot M_3 \cdot \dots}{2 \cdot H \cdot (1 + K + K_1)}$$

=

$$\frac{3 \cdot 66,84 \cdot \left(1 + \frac{0,08}{0,384}\right) - 3 \cdot 53,55 \cdot \left(1 + \frac{0,08}{0,384} - \frac{2,4}{1} \cdot 0,384^2 \cdot \frac{3,6}{10,95}\right) - 3 \cdot 50,09 \cdot (1 - 0,384)^2}{2 \cdot 10,95 \cdot (1 + 0,08)} = -\frac{242,23 - 56,39 - 128,18}{23,652} = -2,44 \text{ кН.}$$

Реакция правой колонны:  $R_1 = -R_1 = +2,44 \text{ кН}$ ;

Средняя колонна загружена центрально и для нее  $R_2 = 0$ . Суммарная реакция связей в основной системе

$R_{1p} = \sum R_i = -2,44 + 0 + 2,44 = 0$ , при этом из канонического уравнения  $r_{11}\Delta_1 + R_{1p} = 0$ , следует, что  $\Delta_1 = 0$ .

Упругая реакция левой колонны  $R_{\ell l} = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta} = -2,44 \text{ кН}$ , а для правой  $R_{\ell r} = +2,44 \text{ кН}$ .

Изгибающие моменты левой колонны (определены как в консольной балке), при нумерации сечений в соответствии с рис.4,а, равны:

$$M_{0-1} = M_1 = 66,84 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{a-a'} = M_{a-a} + M_2 = 58,056 - 53,55 = 4,506 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1-0} = M_1 + R_{\ell l} \cdot H_2 + M_2 = 66,84 - 2,44 \cdot 4,2 - 53,55 = 3,042 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1-2} = M_{1-0} + M_3 = 3,042 - 50,09 = -47,048 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{2-1} = M_1 + R_{\ell r} \cdot H + M_2 + M_3 = 66,84 - 2,44 \cdot 10,95 - 53,55 - 50,09 = \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Продольные усилия в сечениях крайних колонн:

$$N_{1-0} = N_{n1} + N_{cm} + N_{e1} = 534,66 + 119 + 32,9 = 686,56 \text{ кН};$$

$$N_{1-2} = N + N_{n\bar{0}} = 686,56 + 120,2 = 806,76 \text{ кН};$$

$$N_{2-1} = N_{1-2} + N_{n1} = 806,76 + 70,54 = 877,3 \text{ кН}.$$

Поперечная сила  $Q_{2-1} = 2,44 \text{ кН}$ .

Продольные усилия в сечениях средней колонны:

$$N_{1-0} = N_{n2} + N_{e2} = 1069,32 + 32,9 = 1102,22 \text{ кН};$$

$$N_{1-2} = N_{1-0} + N_{н0} = 1102,22 + 2 \cdot 120,2 = 1342,62 \text{ кН};$$

$$N_{2-1} = N_{1-2} + N_{н2} = 1342,62 + 84,84 = 1427,46 \text{ кН}.$$

Загружение снеговой нагрузкой (рис.4,а)

Нагрузка от снега на крайние колонны:

$$P_{sn1} = 191,52 \text{ кН приложена с эксцентриситетом } e_1 = 0,125 \text{ м}$$

(как при постоянной нагрузке). Тогда для левой колонны

$$M_1 = P_{sn1} \cdot e_1 = 191,52 \cdot 0,125 = 23,94 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_3 = -P_{sn1} \cdot e_3 = -191,52 \cdot 0,1 = -19,152 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Реакция левой колонны

$$R_1 = -\frac{3 \cdot M_1 \cdot \left(1 + \frac{K}{\alpha}\right) + 3 \cdot M_3 \cdot (1 - \alpha)^2}{2 \cdot H \cdot (1 + K)} =$$

$$\frac{3 \cdot 23,94 \cdot \left(1 + \frac{0,08}{0,384}\right) - 3 \cdot 19,152 \cdot (1 - 0,384)^2}{2 \cdot 10,95 \cdot (1 + 0,08)} = \frac{-(80,76 - 49,01)}{23,652} = -1,34$$

кН.

Реакция правой колонны  $R_1 = 1,34 \text{ кН}$ , реакция средней колонны  $R_{1c} = 0$ ;

тогда из канонического уравнения имеем  $\Delta_1 = 0$ .

Изгибающие моменты в сечениях левой колонны:

$$M_{1-0} = 23,94 - 1,34 \cdot 4,2 = 18,312 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1-2} = M_{1-0} + M_3 = 18,312 - 19,152 = -0,84 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{2-1} = 23,94 - 1,34 \cdot 10,95 = -9,885 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Продольные усилия в сечениях:

$$\text{левой колонны } N_{1-0} = N_{1-2} = N_{2-1} = P_{sn1} = 192,52 \text{ кН}.$$

$$\text{средней колонны } N_{1-0} = N_{1-2} = N_{2-1} = 2P_{sn1} = 384,04 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Загружение крановой нагрузкой  $D_{\max}$  крайней колонны (рис.4.д)

На крайней колонне  $D_{\max} = 576,50$  кН приложена с эксцентриситетом

$$e_4 = \lambda + 0,25 - \frac{h_n}{2} = 0,75 + 0,25 - \frac{0,8}{2} = 0,6 \text{ м.}$$

Момент в узле  $M_{\max} = 576,5 \cdot 0,6 = 345,9$  кН·м.

Реакция верхней опоры средней колонны

$$R_1 = -\frac{3 \cdot M_{\max} \cdot (1 - \alpha^2)}{2 \cdot H \cdot (1 + K + K_1)} =$$

$$\frac{-3 \cdot 345,9 \cdot (1 - 0,384^2)}{2 \cdot 10,95 \cdot (1 + 0,08)} = 37,4 \text{ кН; Одновременно на средней}$$

колонне действует

сила  $D_{\min} = 157,22$  кН с эксцентриситетом  $e = \lambda = 0,75$  м.

При этом

$$M = -157,22 \cdot 0,75 = -117,92 \text{ кН·м.}$$

Реакция верхней опоры средней колонны

$$R_2 = -\frac{3 \cdot M_{\min} \cdot (1 - \alpha^2)}{2 \cdot H \cdot (1 + K + K_1)} =$$

$$= -\frac{-3 \cdot 117,92 \cdot (1 + 0,384^2)}{2 \cdot 10,95 \cdot (1 + 0,453 + 0,164)} = -\frac{-301,76}{35,41} = 8,52 \text{ кН.}$$

Суммарная реакция в основной системе

$$R_{1p} = -37,4 + 8,52 = -28,8 \text{ кН.}$$

с учетом пространственной работы

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{C_{din} \cdot r_{11}} = -\frac{-28,88}{3,5 \cdot E_b \cdot 19,11 \cdot 10^{-3}} = 432 \cdot \frac{1}{E_b}, \text{ где}$$

$C_{din} = 3,5$  при шаге рам 12 м и длине температурного блока 72 м.

Упругая реакция левой колонны  $R_{\ell l} = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} =$

$$37,4 + 432 \cdot \frac{1}{E_b} \cdot E_b \cdot 5,08 \cdot 10^{-3} = -35,2 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в сечениях левой колонны:

$$M_{1-0} = R_{\ell l} \cdot H_2 = -35,2 \cdot 4,2 = -147,84 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1-2} = M_{1-0} + M_{\max} = -147,84 + 345,9 = 198,06$$

кН·м;

$$M_{2-1} = R_{\ell l} \cdot H + M_{\max} = -35,2 \cdot 10,95 + 345,9 = -39,54 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Продольные силы  $N_{1-0} = 0$ ;  $N_{1-2} = N_{2-1} = 576,5$  кН.

Поперечные силы  $Q_{1-0} = Q_{1-2} = Q_{2-1} = 12,39$  кН.

Упругая реакция правой колонны

$$R_{\ell n} = \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = 432 \cdot \frac{1}{E_b} \cdot E_b \cdot 5,08 \cdot 10^{-3} = 2,2 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в сечениях правой стойки:

$$M_{1-0} = R_{\ell n} \cdot H_1 = 2,2 \cdot 4,2 = 9,22 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{2-1} = 2,2 \cdot 10,95 = 24,09 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Загружение крановой нагрузкой  $D_{\max}$  средней колонны.

На средней колонне  $D_{\max} = 576,5$  кН приложена с эксцентриситетом

$$e_5 = 0,75 \text{ м, тогда } M_{\max} = -576,5 \cdot 0,75 = -432,35 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Реакция средней колонны

$$R_2 = -\frac{3 \cdot 432,375 \cdot (1 - 0,384^2)}{2 \cdot 10,95 \cdot (1 + 0,453 + 0,164)} = \frac{1106,45}{35,41} = 31,25 \text{ кН}.$$

Одновременно на левой колонне действует  $D_{\min} = 157,22$  кН с эксцентриситетом  $e_4 = 0,6$  м, тогда

$$M_{\min} = 157,22 \cdot 0,6 = 94,332 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Реакция левой колонны

$$R_1 = -\frac{3 \cdot 94,332 \cdot (1 - 0,384^2)}{2 \cdot 10,95 \cdot (1 + 0,08)} = -\frac{241,4}{23,652} = -10,21 \text{ кН}.$$

Суммарная реакция в основной системе

$$R_{1p} = 31,25 - 10,21 = 21,04 \text{ кН};$$

$$\Delta_1 = -\frac{21,04}{3,5 \cdot E_b \cdot 19,11 \cdot 10^{-3}} = -314,03 \cdot \frac{1}{E_b}.$$

Упругая реакция левой колонны

$$R_{\ell l} = -10,21 - 314,03 \cdot \frac{1}{E_b} \cdot E_b \cdot 5,08 \cdot 10^{-3} = -11,81 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в сечениях левой колонны:

$$M_{1-0} = -11,81 \cdot 4,2 = -49,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1-2} = -49,6 + 94,332 = 44,73 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{2-1} = -11,81 \cdot 10,95 + 94,332 = -34,99 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Продольные усилия в сечениях левой колонны:  $N_{1-0} = 0$ ;

$$N_{1-2} = N_{2-1} = D_{\min} = 157,22 \text{ кН}.$$

Поперечные силы  $Q_{1-0} = Q_{1-2} = Q_{2-1} = -11,81 \text{ кН}.$

Упругая реакция средней колонны

$$R_{\ell c} = 31,25 - 314,03 \cdot \frac{1}{E_b} \cdot E_b \cdot 8,95 \cdot 10^{-3} = 28,439 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в сечениях средней колонны:

$$M_{1-0} = 28,44 \cdot 4,2 = 119,45 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1-2} = 119,45 - 432,375 = -312,93 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{2-1} = 28,44 \cdot 10,95 = -120,96 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Продольные усилия в сечениях средней колонны  $N_{1-0} = 0$ ;

$$N_{1-2} = N_{2-1} = 576,5 \text{ кН}.$$

Поперечные силы  $Q_{1-0} = Q_{1-2} = Q_{2-1} = 28,44 \text{ кН}.$

Упругая реакция правой колонны

$$R_{\ell r} = -314,03 \cdot \frac{1}{E_b} \cdot E_b \cdot 5,08 \cdot 10^{-3} = -1,6 \text{ кН}$$

Изгибающие моменты в сечениях правой колонны:



$$M_{1-0} = M_{1-2} = -1,6 \cdot 4,2 = -6,72 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{2-1} = -1,610,95 = -17,52 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Далее следует рассмотреть загрузку рамы кранами, расположенными

в правом пролете. Однако для симметричной рамы этого можно не делать, приняв эпюры  $M$  при загрузке кранами правого пролета рамы обратнo-симметричными соответствующим эпюрам  $M$ , полученным при загрузке левого пролета.

Загрузка нагрузкой  $T$  крайней колонны (рис.4,ж).

Реакция крайней колонны от  $T=18,7$  кН

$$R_{1a} = -\frac{T \cdot (-\alpha + K_1)}{1 + K + K_1} = \frac{-18,7 \cdot (1 - 0,384)}{1 + 0,08} = -10,67 \text{ кН}.$$

При этом  $R_{1p} = R_{1a} = -10,67$  кН;  $\Delta_1 =$

$$-\frac{-10,67}{3,5 \cdot E_a \cdot 19,11 \cdot 10^{-3}} = 159,25 \cdot \frac{1}{E_a}.$$

Упругая реакция левой колонны

$$R_{\ell a} = -10,67 + 159,25 \cdot \frac{1}{E_a} \cdot E_a \cdot 5,08 \cdot 10^{-3} = -9,86 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в сечениях левой колонны:

$$M_{1-0} = M_{1-2} = R_{\ell a} \cdot H_2 + T \cdot h_{n\bar{o}} = -9,86 \cdot 4,2 + 18,7 \cdot 1,4 = -15,232 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{2-1} = R_{\ell a} H + T \cdot (H_1 + h_{n\bar{o}}) = -9,86 \cdot 10,95 + 18,7 \cdot (6,75 + 1,4) = 44,44 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Упругая реакция средней колонны.

$$R_{\ell c} = 159,25 \cdot \frac{1}{E_b} \cdot E_b \cdot 8,95 \cdot 10^{-3} = 1,43 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в сечениях средней колонны:

$$M_{1-0} = M_{1-2} = 1,43 \cdot 4,2 = 6,01 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{2-1} = 1,43 \cdot 10,95 = 15,66 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечные силы в сечениях:

-левой колонны

$$Q_{1-0} = Q_{1-2} = Q_{2-1} = R_{\ell c} + T = -9,86 + 18,7 = 8,84 \text{ кН.}$$

-средней колонны  $Q_{1-0} = Q_{1-2} = Q_{2-1} = R_{\ell c} = 1,43 \text{ кН.}$

Загружение нагрузкой  $T$  средней колонны (рис.4,3).

Реакция средней колонны

$$R_2 = -\frac{18,7 \cdot (1 - 0,384 + 0,164)}{(1 + 0,453 + 0,164)} = -9,02 \text{ кН;}$$

$$\Delta_1 = -\frac{-9,02}{3,5 \cdot E_b \cdot 19,11 \cdot 10^{-3}} = 128,9 \frac{1}{E_b}.$$

Упругая реакция средней колонны

$$R_{\ell c} = -9,02 + 128,9 \cdot \frac{1}{E_b} \cdot E_b \cdot 8,95 \cdot 10^{-3} = -7,87 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в сечениях средней колонны:

$$M_{1-0} = M_{1-2} = R_{\ell c} \cdot H_2 + T \cdot h_{n\bar{o}} = -7,87 \cdot 4,2 + 18,7 \cdot 1,4 = -6,67$$

кН·м;

$$M_{2-1} = R_{\ell c} \cdot H + T \cdot (H_1 + h_{n\bar{o}}) = -7,87 \cdot 10,95 + 18,7 \cdot (6,7 + 51,4) = 66,$$

кН·м.

Упругая реакция левой (правой) колонны

$$R_{\ell l} = 128,9 \cdot \frac{1}{E_b} \cdot E_b \cdot 5,08 \cdot 10^{-3} = 0,655 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в сечениях левой (правой) колонны:

$$M_{1-0} = M_{1-2} = 0,655 \cdot 4,2 = 2,75 \text{ кН·м;}$$

$$M_{2-1} = 0,655 \cdot 10,95 = 7,17 \text{ кН·м.}$$

Поперечные силы в сечениях:

-левой колонны  $Q_{1-0} = Q_{1-2} = Q_{2-1} = R_{\ell l} = 0,655 \text{ кН;}$

-средней колонны

$$Q_{1-0} = Q_{1-2} = Q_{2-1} = R_{\ell c} + T = 18,7 + 7,87 = 10,83 \text{ кН.}$$

Загружение ветровой нагрузкой (рис.4,ж) при направлении ветра слева направо:

Реакция левой колонны от нагрузки  $w_1 = 3,83$  кН/м;

$$R_n = -\frac{3 \cdot w_1 \cdot H \cdot [1 + \alpha + K + 1,33 \cdot (1 + \alpha) \cdot K_1]}{8(1 + K + K_1)} =$$

$$-\frac{3 \cdot 3,83 \cdot 10,95 \cdot (1 + 0,38 \cdot 0,08)}{8 \cdot (1 + 0,08)} = \frac{184,19}{8,64} = -21,32 \text{ кН}$$

Реакция правой колонны от нагрузки  $w_2 = 2,87$  кН/м

$$R_n = R_n \cdot \frac{w_2}{w_1} = -21,32 \cdot \frac{2,87}{3,83} = -15,98 \text{ кН.}$$

Реакция связей от сосредоточенной силы  $W = 26,6$  кН

$$R_w = -W = -26,6 \text{ кН.}$$

Суммарная реакция в основной системе

$$R_{1p} = R_n + R_n + R_w = -21,32 - 15,98 - 26,6 = 63,9$$

кН.

Из канонического уравнения  $\Delta_1 \cdot r_{11} + R_{1p} = 0$  находим

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{r_{11}} = -\frac{-63,9}{E_b \cdot 19,11 \cdot 10^{-3}} = 3343,8 \cdot \frac{1}{E_b}, \text{ где } \Delta_1 -$$

определяется без учета пространственной работы каркаса.

Упругая реакция левой опоры

$$R_{\ell_1} = -21,32 + 3343,8 \cdot \frac{1}{E_b} \cdot E_b \cdot 5,08 \cdot 10^{-3} = -4,33 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в сечениях левой колонны

$$M_{1-0} = M_{1-2} = R_{\ell_1} \cdot H_2 + w_1 \cdot \frac{H_2^2}{2} = -4,33 \cdot 4,2 + 3,83 \cdot \frac{4,2^2}{2} = 13,986$$

кН·м;

$$M_{2-1} = R_{\ell_1} \cdot H + w_1 \cdot \frac{H^2}{2} = -4,33 \cdot 10,95 + 3,83 \cdot \frac{10,95^2}{2} = 182,2$$

кН·м.

Упругая реакция средней колонны

$$R_{\ell c} = 3343,8 \cdot \frac{1}{E_b} \cdot E_b \cdot 8,95 \cdot 10^{-3} = 29,93 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в сечениях средней колонны:

$$M_{1-0} = M_{1-2} = 29,93 \cdot 4,2 = 125,2 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_{2-1} = 29,93 \cdot 10,95 = 327,7 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Упругая реакция правой колонны

$$R_{\ell n} = -15,98 + 3343,8 \cdot \frac{1}{E_e} \cdot E_e \cdot 5,08 \cdot 10^{-3} = 1,01 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в сечениях правой колонны:

$$M_{1-0} = M_{1-2} = 1,01 \cdot 4,2 + 2,87 \cdot \frac{4,2^2}{2} = 29,56 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{2-1} = 1,01 \cdot 10,95 + 2,87 \cdot \frac{10,95^2}{2} = 183,2 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

При направлении ветра справа налево эпюра  $M$  на стойках рамы будет обратно-симметрична полученной выше.

Поперечные силы в сечениях:

- левой колонны  $Q_{1-0} = Q_{1-2} = R_{\ell n} + w_1 \cdot H_2 = -4,33 + 3,83 \cdot 4,2 = 11,76 \text{ кН};$

$$Q_{2-1} = R_{\ell n} + w_1 \cdot H = -4,33 + 3,83 \cdot 10,95 = 37,61 \text{ кН};$$

- средней колонны  $Q_{1-0} = Q_{1-2} = Q_{2-1} = R_{\ell c} = 29,93 \text{ кН.}$

Составление таблицы расчетных усилий. На основании выполненного расчета строятся эпюры моментов для различных загружений рамы (на рис.7 показан и характер) и составляется таблица расчетных усилий  $M$  в сечениях колонны (таблица 3).

При составлении таблицы 3 учтено, что:

-нагрузка  $T$  на каждой колонне может иметь различные направления;

поэтому перед значениями  $M$  и  $Q$ , возникающими от ее действия, показаны одновременно знаки «плюс» «минус»;

-крановая нагрузка может располагаться и в правом пролете рамы, поэтому в соответствующих строках таблицы значения  $M$  и  $Q$  в сечениях средней стойки указаны с разными знаками.

При расчете прочности рассматривают три сечения колонны:

-сечение 1-0 на уровне верха консоли колонны;

-сечение 1-2 на уровне низа консоли колонны;

-сечение 2-1 в заделке.

В каждом сечении колонны определяем три комбинации усилий:

$M_{\max}$

соответствующие  $N$  и  $Q$ ;  $M_{\min}$  и соответствующие  $N$  и  $Q$

;  $N_{\max}$  и соответствующие  $M$  и  $Q$ .

При составлении таблицы расчетных усилий в соответствии с главой СНиП 2.01.07-85. «Нагрузки и воздействия» и нормами на проектирования железобетонных конструкций рассматриваются две группы основных сочетаний нагрузок с различными коэффициентами условий работы бетона  $\gamma_{b2}$ . В первой группе основных сочетаний учитываем постоянную нагрузку и снеговую при коэффициенте сочетаний  $\gamma_i = 1$  и  $\gamma_{b2} < 1$ . Во второй группе основных сочетаний учитываем постоянную нагрузку и все временные в их наиболее невыгодном сочетании при  $\gamma_i = 0,9$ . Поскольку в эту вторую группу включены крановая и ветровая нагрузка, принимаем  $\gamma_{b2} = 1,1$ .

Расчет прочности двухветвевой колонны среднего ряда(пример).

Данные для расчета сечений. Бетон тяжелый для класса  $B15$ , подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении,

$$R_b = 8,5 \text{ МПа}; R_{bt} = 0,75 \text{ МПа};$$

$$E_b = 21 \cdot 10^3 \text{ МПа}.$$

$$\text{Арматура класса } AIII \quad d > 10 \text{ мм}, R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа};$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Производим расчет двух сечении 1-2 и 2-1.

Надкрановая часть колонны - сечение колонны  $b \times h = 50 \times 60$  см при  $a = a' = 4$  см полезная высота сечения  $h_0 = 56$  см. В сечении действуют три комбинации усилий.

Таблица комбинации расчетных усилий

таблица 8

Усилия	Первая	Вторая	
$M$ , кН·м	214,46	-214,46	
$N$ , кН	1274,62	1274,62	

Усилия от продолжительного действия нагрузки  $M_\ell = 0$ ;  
 $N_\ell = 1102,2$  кН.

При расчете на первую и вторую комбинации усилий расчетное сопротивление  $R_b$  следует вводить с коэффициентом  $\gamma_{b2} = 1,1$ , так как в комбинацию включены постоянная, снеговая, крановая и ветровая нагрузки; на третью - с коэффициентом  $\gamma_{b2} = 0,9$  (постоянная и снеговая).

Расчет выполняется на все три комбинации, и расчетное сечение симметричной арматуры  $A_s = A'_s$  должно приниматься наибольшее.

Первая комбинация усилий. Вычисляем  $e_0 = \frac{M}{N} =$

$$\frac{21446}{1274,6} = 16,83 \text{ см};$$

$\ell_0 = 2 \cdot H_2 = 2 \cdot 4,2 = 8,4$  м (в комбинации расчетных усилий учитывается крановая нагрузка);  $i = \sqrt{h^2 / 12} = \sqrt{60^2 / 12} = 17,32$  см;

$$\lambda = \frac{\ell_0}{i} = \frac{840}{17,32} =$$

$48,5 > 14$ , следовательно, необходимо учесть влияние прогиба на его прочность.

Находим моменты внешних сил относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$M_{1\ell} = M_\ell + N_\ell \cdot (h_0 - a') / 2 = 0 + 1102,2 \cdot (0,56 - 0,04) / 2 = 286,4$  кН·м;

$$M_1 = 214,46 + 1274,629 \cdot (0,56 - 0,04) / 2 = 545,9 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Момент инерции сечения  $J =$

$$b \cdot h^3 / 12 = 50 \cdot 60^3 / 12 = 900000 \text{ см}^4;$$

Проверяем условие:

$$\delta \geq \delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{\ell_o}{h} - 0,01 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2};$$

$$\delta = \frac{e_o}{h} = 0,1683 / 0,6 = 0,28; \delta_{\min} = 0,5 - 0,01$$

$$\cdot \frac{840}{60} - 0,01 \cdot 11 \cdot 8,5 = 0,267;$$

$$\text{Принимаем } \delta = 0,28; \nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{21000} = 9,52; \beta = 1 \text{ (тяже-}$$

лый бетон);

$$\varphi_\ell = 1 + \beta \cdot (M_{1\ell} / M) = 1 + 1 \cdot 286,6 / 545,9 = 1,53;$$

В первом приближении принимаем  $\mu = 0,004$ , тогда

$$J_s = \mu \cdot b \cdot h_o \cdot (0,5 \cdot h - a)^2 = 0,004 \cdot 50 \cdot 60 (0,5 \cdot 60 - 4)^2 = 7175,2$$

см<sup>2</sup>;  $\varphi_{sp} = 1$ ;

Условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_b}{\ell_o^2} \cdot \left[ \frac{J}{\varphi_\ell} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta / \varphi_{sp}} + 0,1 \right) + \nu \cdot J_s \right] =$$

$$\frac{6,4 \cdot 21000 \cdot (100)}{840^2} \cdot \left[ \frac{900000}{1,53} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,28/1} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 7571,2 \right] =$$

$$58,2 \cdot 10^5 \text{ Н} =$$

$$= 5820 \text{ кН.}$$

$$\text{Коэффициент } \eta = \frac{1}{1 - N / N_{cr}} = \frac{1}{1 - 1274,62 / 5820} = 1,28,$$

расстояние

$$e = e_o \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 16,83 \cdot 1,28 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 47,54 \text{ см.}$$

При условии, что  $A_s = A'_s$ , высота сжатой зоны

$$x = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot e} = \frac{1274,62 \cdot (1000)}{1,1 \cdot 8,5 \cdot (100) \cdot 50} = 27,3 \text{ см.}$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = x/h_0 = 27,3/56 = 0,49.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \sigma_{s1}/400 \cdot (1 - \omega/1,1)} = \frac{0,7752}{1 + 365/400(1 - 0,7752/1,1)} = 0,611,$$

где

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,85 = 0,008 \cdot 1,1 \cdot 8,5 = 0,7752,$$

$$\sigma_{s1} = 365 \text{ МПа.}$$

Имеем случай  $\xi = 0,49 < \xi_y = 0,611$ ;

Площадь сечения арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot (e - h_0 + N/2 \cdot R_b \cdot e)}{R_{sc} \cdot (h_0 - a')} = \frac{1274,6 \cdot (1000) \cdot [47,54 - 56 + 1274,6 \cdot (100)/2 \cdot 1,1 \cdot 8,5 \cdot (100)]}{365 \cdot (100) \cdot (56 - 4)}$$

$< 0$ .

Арматура по расчету не нужна, площадь арматуры назначаем по конструктивным соображениям

$$A_s = 0,002 \cdot e \cdot h_0 = 0,002 \cdot 50 \cdot 56 = 5,6 \text{ см}^2. \text{ Принимаем } 2 \text{ } \emptyset 16$$

$$\text{III с } A_s = 6,03 \text{ см}^2.$$

Третья комбинация усилий.  $e_o = 0$ , принимаем  $e_o$  равным

$$\text{большому из следующих значений: } e_a = \frac{60}{30} = 2 \text{ см; } e_a = \frac{420}{600} = 0,7$$

см;  $e_a = 1$  см.

$$e_o = 2 \text{ см; } \delta = \frac{2}{60} = 0,033 < \delta_{\min} = 0,267, \text{ принимаем}$$

$$\delta = 0,267 \text{ при } \mu = 0,010; \varphi_\ell = 1; J_s = 18928 \text{ см}^4.$$



$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_b}{\ell_o^2} \cdot \left[ \frac{J}{\varphi_\ell} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta / \varphi_{sp}} + 0,1 \right) + \nu \cdot J_s \right] =$$

$$\frac{6,4 \cdot 21000 \cdot (100)}{840^2} \cdot \left[ \frac{900000}{1} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,267} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 18928 \right] = 1026$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{cr}} = \frac{1}{1 - 1293,64 / 10264} = 1,14;$$

$$e = e_o \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 2 \cdot 1,14 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 28,28 \text{ см};$$

$$x = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot \epsilon} = \frac{1293,64 \cdot (1000)}{0,9 \cdot 8,5 \cdot (100) \cdot 50} = 33,8 \text{ см};$$

$$\xi = x / h_o = 33,8 / 56 = 0,604;$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,85 = 0,008 \cdot 0,9 \cdot 8,5 = 0,79;$$

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \sigma_{s1} / 400 \cdot (1 - \omega / 1,1)} = \frac{0,79}{1 + 365 / 400 \cdot (1 - 0,79 / 1,1)} = 0,628;$$

$$\text{Имеем случай } \xi = 0,604 < \xi_y = 0,628;$$

Площадь сечения арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot (e - h_o + N / 2 \cdot R_b \cdot \epsilon)}{R_{sc} \cdot (h_o - a')} =$$

$$\frac{1293,64 \cdot [ 28,28 - 56 + 1293,64 \cdot (100) / 2 \cdot 0,9 \cdot 8,5 \cdot (100) ]}{365 \cdot (100) \cdot (56 - 4)} < 0$$

Площадь арматуры назначаем по конструктивным соображениям 2 Ø16 АIII с  $A_s = 6,03 \text{ см}^2$ . Определяем необходимость расчета надкрановой части колонны из плоскости изгиба.

$$\text{Расчетная длина } \ell_0^1 = 1,5 \cdot 4,2 = 6,3 \text{ м}; \quad i_i = \sqrt{\epsilon^2 / 12} =$$

$$\sqrt{50^2 / 12} = 14,43 \text{ см. Так как, } \frac{\ell_0^1}{i} = \frac{630}{14,43} = 43,66 < \frac{\ell_0}{i} = 48,5,$$

Расчет надкрановой части колонны из плоскости изгиба не производим.

Подкрановая часть колонны (сечение 2-1).

Высота всего сечения двухветвевой колонны 120 см сечение ветви  $b \times h = 50 \cdot 25$  см,  $h_0 = 21$  см, расстояние между осями ветвей  $c = 95$  см, расстояние между осями распорок при трех панелях  $s = 6,75/3 = 2,25$  см, высота сечения распорки 40 см. В сечении действуют три комбинации расчетных усилий, значения которых приведены в таблице 9.

Комбинации усилий

Таблица 9

Усилия	первая	Вторая	третья
$M$ , кН·м	245,64	-245,64	235,32
$N$ , кН	2291,05	2291,64	2626,75
$Q$ , кН	-8,41	+8,41	36,69

Усилия от продолжительного действия нагрузки  $M_\ell = 0$ ;

$$N_\ell = 1427,6 \text{ кН,}$$

$Q_\ell = 0$ . Расчет должен выполняться на все три комбинации усилий, и расчетные сечения арматуры  $A_s = A'_s$  должно приниматься наибольшее.

Расчетная длина подкрановой части колонны при учете нагрузки от крана во всех комбинациях равна  $\ell_0 = \psi \cdot H_1 = 1,5 \cdot 6,75 = 10,125$  м.

Приведенный радиус инерции сечения двухветвевой колонны в плоскости изгиба определяем по формуле

$$r_{red}^2 = \frac{c^2}{\left[ 4 \cdot \left( 1 + \frac{3 \cdot c^2}{\psi^2 \cdot n^2 \cdot h^2} \right) \right]} = \frac{0,95^2}{4 \cdot \left( 1 + \frac{3 \cdot 0,95^2}{1,5^2 \cdot 3^2 \cdot 0,25^2} \right)} = 0,054 \text{ м}^2, \quad r_{red} = 0,23 \text{ м.}$$

Приведенная гибкость сечения

$$\lambda_{red} = \frac{\ell_0}{r_{red}} = \frac{10,125}{0,23} = 44,02 > 14 - \text{необходимо учесть влияние про-$$

гиба элемента на его прочность.

Первая комбинация усилий.

$$\text{Вычисляем } e_0 = \frac{24564}{2291,05} = 10,72 \text{ м.}$$

$$J = 2 \cdot \left[ \epsilon \cdot h^3 / 12 + \epsilon \cdot h \cdot (c/2)^2 \right] = \\ = 2 \cdot \left[ 50 \cdot 25^3 / 12 + 50 \cdot 25 \cdot (95/2)^2 \right] = 57,71 \cdot 10^5 \text{ см}^4;$$

$$M_\ell = 0 + 1427,6 \cdot (0,95/2) = 678,1 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_1 = 245,64 + 2291,05(0,95/2) = 1333,9 \text{ кН}\cdot\text{м. } \beta = 1;$$

$$\varphi_\ell = 1 + 1 \cdot \frac{678,1}{1333,9} = 1,51; \quad \delta = \frac{e_0}{h} = \frac{10,72}{120} = 0,089;$$

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{1012,5}{120} - 0,01 \cdot 1,1 \cdot 8,5 = 0,335; \quad \delta < \delta_{\min}; \text{ При-}$$

нимаем  $\delta = 0,335$ ,

$\nu = 9,62$ . Предварительно задаемся процентом армирования

$\mu = 0,0075$  (первое приближение)

$$J_s = 2 \cdot 0,0075 \cdot 50 \cdot 25 \cdot (95/2)^2 = 0,423 \cdot 10^5 \text{ см}^4.$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 21000 \cdot (100)}{10125^2} \cdot \left[ \frac{57,71 \cdot 10^5}{1,51} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,335} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 0,423 \right]$$

17960 Н.

$$\text{Коэффициент } \eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 2291,05/17960} = 1,147.$$

Определяем усилия в ветвях колонны

$$N_{gr} = \frac{N}{2} \pm \frac{M \cdot \eta}{c} = \frac{2291,05}{2} \pm \frac{245,64 \cdot 1,147}{0,95} = 1145,523 \pm 296,58;$$

$$N_{\epsilon 1} = 1442,1 \text{ кН};$$

$$N_{\epsilon 2} = 848,945 \text{ кН.}$$

Вычисляем  $M_{gr} = (Q \cdot S) / 4 = (-8,4 \cdot 2,25) / 4 = -4,73$  кН·м

$$e_0 = \frac{4,73 \cdot 100}{1442,1} = 0,328 \text{ см} < e_a = 1 \text{ см};$$

$$e_a = \frac{h}{30} = \frac{25}{30} = 0,833 \text{ см};$$

$$e_a = \frac{S}{600} = \frac{225}{600} = 0,375 \text{ см. } e_a \geq 1 \text{ см. Поскольку оказалось,}$$

что  $e_0 < e_a$ , в расчет вводим  $e_0 = e_a$ , тогда

$$e = e_a + \frac{h}{2} - a = 1 + \frac{25}{2} - 4 = 9,5 \text{ см.}$$

Для подбора сечений арматуры определяем

$$\bar{n} = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot \sigma \cdot h_0} = \frac{1442,1 \cdot (1000)}{1,1 \cdot 8,5 \cdot (100) \cdot 50 \cdot 21} = 1,469 > \xi_y = 0,611;$$

$$\xi = \frac{\bar{n} \cdot (1 - \xi_y) + 2 \cdot \alpha \cdot \xi_y}{1 - \xi_y + 2\alpha}, \quad \text{где}$$

$$\alpha = \frac{\bar{n} \cdot (e/h_0 - 1 + \bar{n}/2)}{1 - \delta'} = \frac{1,469 \cdot (9,5/21 - 1 + 1,469/2)}{1 - 0,1904} = 0,23 > 0;$$

$$\delta' = \frac{a'}{h_0} = \frac{4}{21} = 0,1904, \quad \text{тогда}$$

$$\xi = \frac{1,469 \cdot (1 - 0,611) + 2 \cdot 0,23 \cdot 0,611}{1 - 0,611 + 2 \cdot 0,23} = 0,883. \quad \text{Имеем расчетный}$$

случай  $\xi = 0,883 > \xi_y = 0,611$ .

Армирование ветвей принимаем симметрично. Вычисляем

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{e/h_0 - \xi/\bar{n} \cdot (1 - \xi/2)}{1 - \delta'} = \frac{1442100}{365 \cdot (100)} \cdot \frac{9,5/21 - 0,883/1,469 \cdot (1 - 0,883/2)}{1 - 0,1904}$$

$=7,6 \text{ см}^2$ . Коэффициент армирования  $\mu = \frac{2 \cdot 7,6}{50 \cdot 21} = 0,01485$ , что не-

значительно отличается от принятого ранее значения

$\mu = 2 \cdot 0,0075 = 0,015$ , поэтому второго приближения делать не требуется. При значительном отклонении значения  $\mu$  против заданного необходимо выполнить следующее приближение задавшись другим значением  $\mu$ .

Третья комбинация усилий.

Поскольку расчет на вторую комбинацию усилий аналогичен расчету на первую, переходим сразу к расчету колонны на третью комбинацию.

$$\text{Вычисляем } e_0 = \frac{23532}{2626,75} = 8,96 \text{ см.}$$

$$M_1 = 235,32 + 2626,75 \cdot (0,95/2) = 1483,03 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot 678,1/1489,03 = 1,46;$$

$$\delta = \frac{e_0}{h} = \frac{8,96}{120} = 0,075 < \delta_{\min} = 0,322, \text{ принимаем } \delta = 0,322. \text{ За-}$$

даемся  $\mu = 0,0075$

Условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 21000 \cdot (100)}{10125^2} \cdot \left[ \frac{57,71 \cdot 10^5}{1,46} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,322} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 0,423 \cdot 10^5 \right]$$

$$= 23938,2 \text{ кН.}$$

Коэффициент

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 2626,75/23938,2} = 1,124.$$

Усилия в ветвях колонны

$$N_{gr} = \frac{N}{2} \pm \frac{M \cdot \eta}{c} = \frac{2626,75}{2} \pm \frac{235,32 \cdot 1,124}{0,95} =$$

$$= 1313,4 \pm 278,4; N_{e1} = 1591,8 \text{ кН; } N_{e2} = 1035 \text{ кН. Вычисля-}$$

ем  $M_{gr} = (Q \cdot S) / 4 = 36,69 \cdot 2,25 / 4 = 20,64 \text{ кН}\cdot\text{м;}$

$$e_0 = \frac{2064}{1591,8} = 1,3 \text{ см} > e_a. \text{ Принимаем } e_0 = 1,3 \text{ см, тогда}$$

$$e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 1,3 \cdot 1,124 + 0,5 \cdot 25 - 4 = 9,46.$$

$$\text{Определяем: } \bar{n} = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot \sigma \cdot h_0} =$$

$$\frac{1591,8 \cdot (1000)}{1,1 \cdot 8,5 \cdot (100) \cdot 50 \cdot 21} = 1,62 > \xi_y = 0,611;$$

$$\delta' = \frac{a'}{h_0} = \frac{4}{21} = 0,1904;$$

$$\alpha = \frac{\bar{n} \cdot (e/h_0 - 1 + \bar{n}/2)}{1 - \delta'} = \frac{1,62 \cdot (9,5/21 - 1 + 1,62/2)}{1 - 0,1904} = 0,52 > 0;$$

$$\xi = \frac{1,62 \cdot (1 - 0,611) + 2 \cdot 0,52 \cdot 0,611}{1 - 0,611 + 2 \cdot 0,52} = 0,885. \text{ Имеем рас-}$$

четный случай  $\xi = 0,885 > \xi_y = 0,661$ .

Армирование ветвей принимаем симметричное. Вычисляем

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{e/h_0 - \xi/\bar{n} \cdot (1 - \xi/2)}{1 - \delta'} = \frac{1591800}{365 \cdot (100)} \cdot \frac{9,5/21 - 0,885/1,62}{1 - 0,1904}$$

$$= 7,9 \text{ см}^2. \text{ Коэффициент армирования } \mu = \frac{2 \cdot 7,9}{50 \cdot 21} = 0,01505, \text{ что не-}$$

значительно отличается от принятого ранее значения

$\mu = 2 \cdot 0,0075 = 0,015$ , поэтому второго приближения делать не требуется.

Принимаем 2 Ø20+1 Ø18 *АIIIс*  $A_s = A'_s = 8,23 \text{ см}^2$ .

Проверим необходимость расчета подкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба.

Расчетная длина  $\ell_0 = 0,8 \cdot H_1 = 0,8 \cdot 6,75 = 5,4 \text{ м}$ . Радиус инерции

$$i = \sqrt{\frac{50^2}{12}} = 14,43 \text{ см.} \quad \frac{\ell_0}{i} = \frac{540}{14,43} = 37,4 < \lambda_{red} = 44,02.$$

Таким образом, расчет подкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба можно не производить.

Расчет промежуточной распорки

Изгибающий момент в распорке

$$M_{ds} = (Q \cdot S) / 2 = 36,69 \cdot 2,25 / 2 = 41,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Сечение распорки прямоугольное  $b = 50 \text{ см}$ ;  $h = 40 \text{ см}$ ;

$$h_0 = 36 \text{ см.}$$

Так как эпюра моментов двузначная

$$A_s = A'_s = \frac{M_{ds}}{R_s \cdot (h_0 - a')} = \frac{430000}{365 \cdot (36 - 4) \cdot (100)} = 3,54 \text{ см}^2.$$

Принимаем 3 Ø12 A-III с  $A_s = 3,36 \text{ см}^2$

Поперечная сила в распорке

$$Q_{ds} = (2 \cdot M_{ds}) / c = 2 \cdot 41,3 / 0,95 = 86,95 \text{ кН.}$$

Определяем  $Q = \varphi_{b4} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1,1 \cdot 0,75 \cdot (100) \cdot 50 \cdot 36 = 0,89 \cdot 10^5 = 89 \text{ кН}$ , где  $\varphi_{b4} = 0,6$ . Так как  $Q = 89 \text{ кН} > Q_{ds} = 87 \text{ кН}$ , поперечную арматуру принимаем конструктивно  $d_w = 6 \text{ мм}$  класса AI с  $S = 150 \text{ мм}$ . Схема армирования колонны на рис.10.







## РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА ПОД СРЕДНЮЮ ДВУХВЕТВЕВУЮ КОЛОННУ

Данные для проектирования:

Грунты основания – пески пылеватые средней плотности, маловлажные. Условное расчетное сопротивление грунта  $R_0 = 0,25$  МПа; бетон тяжелый класса  $B 12,5$ ,  $R_{bt} = 0,66$  МПа; арматура из горячекатаной стали класса  $AIII$ ,

$R_s = 280$  МПа; вес единицы объема материала фундамента и грунта на ее обрезах  $\gamma = 20$  кН/м<sup>3</sup>.

Расчет выполняем на наиболее опасную комбинацию расчетных усилий в сечении 2-1:  $M = 235,32$  кН·м;  $N = 2626,75$  кН;  $Q = 36,69$  кН. Нормативное значение усилий определяем делением расчетных усилий на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_n = 1,15$  т.е.  $M_n = 204,61$  кН·м;  $N_n = 2284,13$  кН;  $Q_n = 31,9$  кН.

### Определение геометрических размеров фундамента

Глубину стакана фундамента принимаем 90 см на основании значений:

$$H_{an} = 1,5 \cdot v_{col} = 1,5 \cdot 0,5 = 0,75 \text{ м};$$

$H_{an} \geq 0,5 + 0,33 \cdot h = 0,5 + 0,33 \cdot 1,2 = 0,896$  м, где  $h = 1,2$  м – высота сечения колонны;  $v_{col} = 0,5$  м – ширина сечения колонны.

$H_{an} \geq 30 \cdot d = 30 \cdot 2 = 60$  см, где  $d = 2$  см, диаметр продольной арматуры колонны. Расстояние от дна стакана до подошвы фундамента принято 250 мм. Полная высота фундамента  $H = 900 + 250 = 1150$  мм,

принимаем  $H = 1200$  мм (кратное 300 мм). Глубина заложения фундамента при расстоянии от планировочной отметки до верха фундамента 150 мм.  $H_1 = 1200 + 150 = 1350$  мм = 1,35 м. Фундамент трех ступенчатый, высота ступеней принята одинаковой – 40 см.

Предварительно площадь подошвы фундамента определим по формуле

$$A = 1,05 \cdot \frac{N_n}{R_0 - \gamma \cdot H_1} = 1,05 \cdot \frac{2284,17}{250 - 2 \cdot 1,35} = 10,76 \text{ м}^2,$$

где 1,05 – коэффициент, учитывающий наличие момента. Назначаем отношение сторон  $\epsilon/a = 0,8$ , получаем  $a = \sqrt{10,76/0,8} = 3,67$  м;  $\epsilon = 0,8 \cdot 3,67 = 2,93$  м.

Принимаем  $a \cdot \epsilon = 3,6 \cdot 3,3$  м. Площадь подошвы фундамента

$$A = 3,6 \cdot 3,3 = 10,8 \text{ м}^2, \text{ момент сопротивления}$$

$$W = 3 \cdot 3,6^2 / 6 = 6,48 \text{ м}^3.$$

Так как заглубление фундамента меньше 2 м, ширина подошвы более 1 м, необходимо уточнить нормативное давление на грунт основания по формуле

$$R = R_0 \cdot \left( 1 + k \cdot \frac{\epsilon - \epsilon_1}{\epsilon_1} \right) \cdot \frac{h - h_1}{2 \cdot h_1} = 0,25 \cdot \left( 1 + 0,125 \cdot \frac{3 - 1}{1} \right) \cdot \frac{1,35 + 2}{2 \cdot 2} = 0,262$$

мПа;

где  $k = 0,125$  для песчаных грунтов;  $\epsilon_1 = 1$  м;  $h_1 = 2$  м;

$h = H_1 = 1,35$  м;  $\epsilon = 3$  м.

Пересчет площади подошвы фундамента не производим вследствие незначительного изменения нормативного давления на грунт основания.

Определяем рабочую высоту фундамента из условия прочности на продавливания по формуле

$$h_0 = -\frac{h + \epsilon_{col}}{4} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}} = -\frac{1,2 + 0,5}{4} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{2626,8}{726 + 243,3}} = 0,4$$

м.

где  $p = N / A = 2626,8 / 10,8 = 243,2 \text{ кН/м}^2$ ;

$$R_{bt} = \gamma_{b2} \cdot R_{bt} = 1,1 \cdot 0,66 = 0,726 \text{ МПа} = 726 \text{ кН/м}^2.$$

Полная высота фундамента  $H = 0,4 + 0,05 = 0,45 \text{ м} < 1,2 \text{ м}$ .

Следовательно, принятая высота фундамента достаточна.

Определяем краевое давление на основание. Изгибающий момент в уровне подошвы  $M_{nf} = M_n + Q_n \cdot H = 204,61 + 31,9 \cdot 1,2 = 242,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;

Нормативная нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах

$$G_{Tn} = 3,6 \cdot 3 \cdot 1,35 \cdot 20 \cdot 0,95 = 247,02 \text{ кН}.$$

При условии, что

$$e_0 = \frac{M_{nf}}{N_n + G_{Tn}} = \frac{242,9}{2284,2 + 277,02} = 0,095 < a / 6 = 0,6 \text{ м}.$$

$$P_{n\max} = \frac{N + G_{Tn}}{A} \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot e_0}{a} \right) = \frac{2284,2 + 277,02}{10,8} \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,095}{3,6} \right) = 275,1 < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 262 = 314,4 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{n\min} = \frac{2284 + 277,02}{1,8} \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,095}{3,6} \right) = 199,21 > 0.$$

Расчет арматуры фундамента.

Определяем напряжение в грунте под подошвой фундамента в направлении длинной стороны, без учета веса фундамента и грунта на его уступах от расчетных нагрузок:

$$P_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} = \frac{2626,8}{10,8} + \frac{279,34}{6,48} = 286,3 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{\min} = \frac{2626,8}{10,8} - \frac{279,34}{6,48} = 200,1 \text{ кН/м}^2,$$

где  $M_f = M + Q \cdot H = 235,32 + 36,69 \cdot 1,2 = 279,34 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

Расчетные изгибающие моменты:

в сечении I-I  $M_{I-I} = \left(\frac{1}{24}\right) \cdot (a - a_i)^2 \cdot (P_{i-i} + 2P_{\max}) \cdot b$ , где

$$a_{i-i} = a_1 = 3 \text{ м},$$

$$P_{i-i} = P_{\max} - \frac{P_{\max} - P_{\min}}{a} \cdot \frac{a - a_{i-i}}{2} = 286,3 - \frac{286,3 - 200,1}{3,6} \cdot \frac{3,6 - 3}{2} = 279,1$$

кН/м<sup>2</sup>;

$$M_{I-I} = \left(\frac{1}{24}\right) \cdot (3,6 - 3)^2 \cdot (279,2 + 2 \cdot 286,3) \cdot 3 = 38,6 \text{ кН}\cdot\text{м} =$$

$$38,6 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см};$$

в сечении II-II

$$M_{II-II} = \left(\frac{1}{24}\right) \cdot (3,6 - 2,2)^2 \cdot (269,4 - 2 \cdot 286,3) \cdot 3 = 207,9 \text{ кН}\cdot\text{м} =$$

$$= 207,9 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см};$$

в сечении III-III

$$M_{III-III} = \left(\frac{1}{24}\right) \cdot (3,6 - 1,2)^2 \cdot (257,5 + 2 \cdot 286,3) \cdot 3 = 602,5 \text{ кН}\cdot\text{м} =$$

$$= 602,5 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см}.$$

Требуемое сечение арматуры

$$A_{sI} = \frac{M_{I-I}}{R_s \cdot 0,9 \cdot h_0} = \frac{38,5 \cdot 10^5}{280 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 35} = 4,4 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = \frac{207,9 \cdot 10^5}{280 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 75} = 11,0 \text{ см}^2;$$

$$A_{sIII} = \frac{602,5 \cdot 10^5}{280 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 115} = 20,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем армирования 16 Ø14 АIII с  $A_s = 24,62 \text{ см}^2$ .

Процент армирования

$$\mu = \frac{24,62}{140 \cdot 115} \cdot 100 = 0,153\% > \mu_{\min} = 0,05\%. \text{ Арматура, укладываемая}$$

параллельно меньшей стороне фундамента, определяется по изгибающему моменту в сечении IV-IV:

$$M_{IV-IV} = \frac{1}{8} \cdot (e - e_1)^2 \cdot \sigma \cdot a = \frac{1}{8} \cdot (3 - 0,5)^2 \cdot 243,3 \cdot 3,6 = 684,0$$

$$\text{кН}\cdot\text{м} = 684 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см};$$

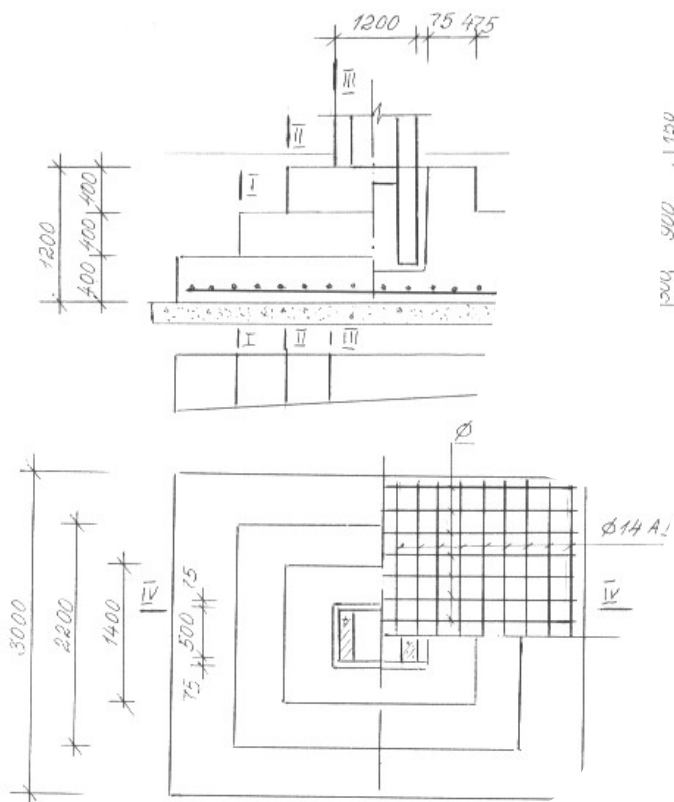
$$A_{sIV} = \frac{684 \cdot 10^5}{280 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 115} = 23,6 \text{ см}^2$$

Принимаем 19 Ø14 АIII с  $A_s = 29,3 \text{ см}^2$ .

Процент армирования

$$\mu = \frac{29,3}{220115} \cdot 100 = 0,116\% > \mu_{\min} = 0,05\%.$$

Схема армирования фундамента приведена на рис.11.



## ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ СЕГМЕНТНОЙ ФЕРМЫ ПРОЛЕТОМ 24 м

### Задание на проектирование:

1

Требуется запроектировать стропильную сегментную ферму для покрытия многопролетного здания с сеткой колонн  $24 \times 2$  м. Место строительства - г. Воронеж (Ш снеговой район). Кровля теплая с массой

$1500 \text{ Н/м}^2$ , укладывается при строительстве.

Предварительно напрягаемая арматура для нижнего пояса из канатов

К-7 диаметром 15 мм с натяжением на упоры:  $R_{s,ser} = 12900$  мПа;  $R_s = 1080$  мПа;  $E_s = 1,8 \cdot 10^5$  мПа. Сжатый верхний пояс и элементы решетки фермы армируются арматурой класса *АIII*;  
 $R_s = R_{sc} = 365$  мПа; ( $d > 10$  мм);  $E_s = 2 \cdot 10^5$  мПа; хомуты класса *AI*. Бетон класса *B40*;  $R_b = 22$  мПа;  $R_{bt} = 1,4$  мПа;  $R_{bt,n} = 2,1$  мПа;  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $E_b = 32,5 \cdot 10^5$  мПа. Прочность бетона к моменту обжатия  $R_{bp} = 28$  мПа.

### Назначение габаритных размеров.

Габариты фермы и очертание решетки принимаем по аналогии с типовыми решениями. Геометрическая схема фермы показана на рис. 12.

### Выбор схемы загрузки.

При выполнении курсового проекта необходимое количество схем загрузки фермы устанавливается консультантом. Как минимум, следует рассмотреть загрузку всей фермы полной нагрузкой, а также



загружение половины фермы панелями покрытия в стадии монтажа и снеговой нагрузкой, в стадии эксплуатации.

В данном методическом указании рассмотрены всевозможные схемы загрузки фермы.

Схема 1. Ферма подвешена при помощи 12-метровой траверсы на 3-й и 7-й узлы верхнего пояса. Распределение грузов по узлам показано на рис. 12,а. Для вычисления величины груза  $P$  принимаем общее значение массы фермы

149 кН (по аналогии с типовой фермой). Сумма всех грузов равна  $2 \cdot (1,5P + 3 \cdot 2P + 7P) = 16P$ , следовательно, один груз равен  $149/16 = 9,3$  кН. Вводя динамический коэффициент 1,5 получаем  $P = 9,3 \cdot 1,5 = 14$  кН.

Схема 2. Ферма установлена в проектное положение. Распределение грузов показано на рис. 11,б. Нормативное значение груза  $P$  равно 9,3, расчетное (при  $\gamma_f = 1,1$ ) – 10,3 кН.

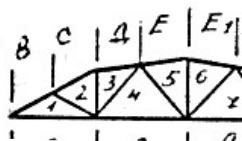
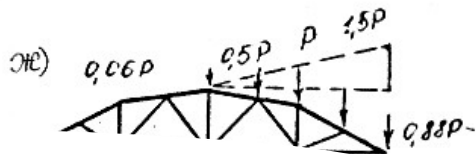
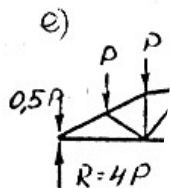
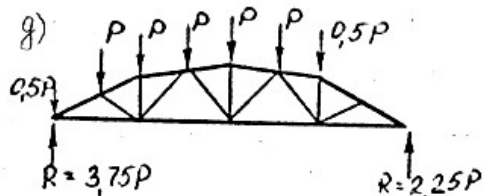
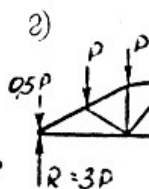
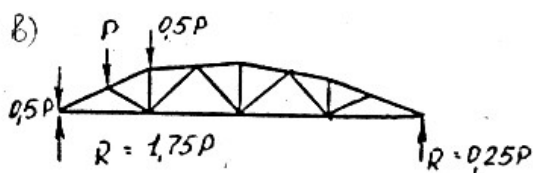
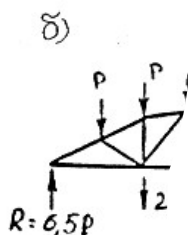
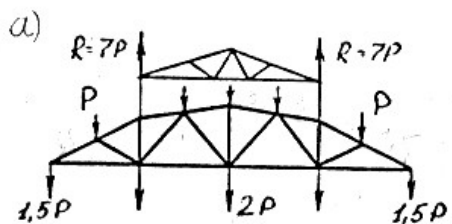
### **Полное загружение фермы панелями покрытия.**

Рассматриваем случай загрузки 1/4, 1/2, 3/4 и всего пролета (схемы на рис 12, в, г, д, е, ). Величина сосредоточенного груза равна массе панели

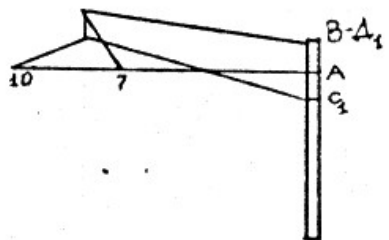
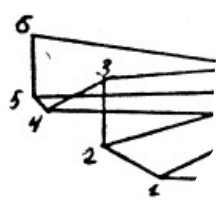
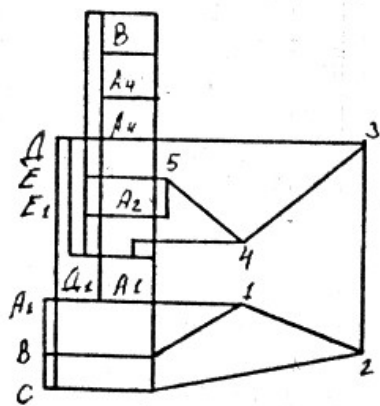
$3 \times 12$  м (принимаем 70 кН) . Расчетное значение груза  $77$ . С учетом коэффициента  $\gamma_n = 0,95$  значение груза  $73,2$  кН.

### **Полное загружение фермы панелями покрытия и кровлей**

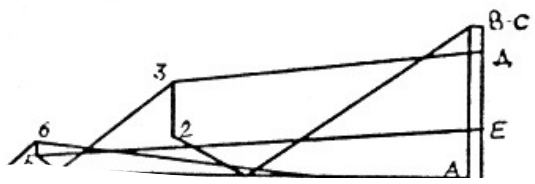
Рассматриваем случай сплошного загрузки всего пролета фермы (схема на рис.12, е). Величина груза включает в себя массу панели  $3 \times 12$ , массу шва между панелями длиной 12 м и массу кровли с площади  $36 \text{ м}^2$  (табл10) .







7.



## Расчет нагрузки от панелей и кровли на узлы фермы

та-

блица 10

Вид нагрузки	Нормативное значение, кН	$\gamma_f$	Расчетное значение
Панель покрытия	$70 \cdot 0,95 = 66,5$	1,1	
Шов сечением 180 см <sup>2</sup>	$0,0180 \cdot 24000 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 5,13$	1,2	
Кровля 1500 Н/м <sup>2</sup>	$1,5 \cdot 36 \cdot 0,95 = 51,3$	1,3	
Итого:	122,93		

### Загружение фермы снеговой нагрузкой

Нормативное значение снеговой нагрузки для III района равно 1000 Н/м<sup>2</sup>, коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,4$ .

Длительно действующая доля нагрузки равна  $1000 - 700 = 300$  Н/м<sup>2</sup>.  
Значение кратковременно действующего сосредоточенного груза при площади

сбора 36 м<sup>2</sup> равно  $1,0 \cdot 36 \cdot 0,95 = 34,2$  кН (нормативное значение) и  $34,2 \cdot 1,4 = 47,9$  кН (расчетное значение). Соответствующие значения длительно действующего груза равны  $0,3 \cdot 6 \cdot 0,95 = 10,3$  кН и  $10,3 \cdot 1,4 = 14,4$  кН.

При действии равномерно распределенной снеговой нагрузки рассматриваем загрузки  $1/4$ ,  $1/2$ ,  $3/4$  и всего пролета (схемы на рис.12, в, г, д, з). Кроме того, возможна схема, показанная на рис. 12ж, соответствующая снеговому мешку.

### Вычисление продольных усилий.

Для вычисления продольных усилий строим диаграммы Максвелла-Кремоны для схем а-ж (рис. 12). Вид этих диаграмм показан на рис.13.

В таблице 11 приведены значения усилий от единичных загрузок  $P=1$  кН ("+" растяжение, "-" сжатие).

Усилия от единичных загрузений.

таблица 11

Наименование элемента (рис.11з)	Индекс элемента по расчетной схеме (рис. 11.з)	Усилия в элементах при схеме в кН				
		1	2	3	4	5
1	2	3	4	5	6	7
H1	A <sub>1</sub> -I или A <sub>4</sub> -10	- 28	+ 121	+ 23,5	+ 48	+ 61,5
H2	A <sub>2</sub> -4 или A <sub>3</sub> -7	- 23	+ 157	+ 18,5	+ 49,5	+ 74
P1	I или 9-10	- 33	+ 24	- 6	+ 6	+ 13
P2	2-3 или 8-9	+ 65	+ 22	- 1	+ 5	+ 7
P3	3-4 или 7-8	- 15	- 20	+ 6	- 12	-1 9,5
P4	4-5 или 6-7	+ 25	+ 3	- 5	+ 10 - 12,5	+ 2 -5
P5	5-6	- 11	+ 17	+ 1,5	+ 2	+ 3

Расчетные усилия в элементах фермы полученная путем суммирования усилий от собственной массы фермы (из граф 4-5), от постоянной нагрузки (графы 10-11) и от длительной снеговой нагрузки (графы 18-19). Значения этих усилий занесены в графы 20-21.

**Проектирование сечений элементов фермы.**

Нижний пояс. В элементе H1 нормативное и расчетное усилия от опасного кратковременного загрузения равны 1126,7 кН и 1376,55 кН, от опасного длительного загрузения – 970,9 кН и 1197 кН; в элементе H2 соответствующие усилия при кратковременном загрузении равны

1402,2 кН и 1712,85 кН. Расчет прочности выполняем на расчетное усилие для панели Н2.

Определяем площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры при  $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$  (для арматуры класса К-7)

$$A_s = \frac{N}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = \frac{1712850}{1,15 \cdot 1080 \cdot (100)} = 13,79 \text{ см}^2,$$

принимая десять канатов Ø15 класса К-7,  $A_s = 14,15 \text{ см}^2$ . Принимаем сечение нижнего пояса  $28 \times 30 \text{ см}$ . Напрягаемая арматура okaymlена хомутами. Продольная арматура каркасов из стали класса АIII (4 Ø10 АIII с  $A_s = 3,14 \text{ см}^2$ )

Суммарный процент армирования

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h} = \frac{14,15 + 3,14}{28 \cdot 30} = 2,06\%$$

Приведенная площадь сечения

$$A_{red} = A + \sum A_{si} \cdot v_i = 28 \cdot 30 + 14,15 \cdot 5,54 + 3,14 \cdot 6,15 = 937,7 \text{ см}^2$$

$$\text{где } v_1 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,8 \cdot 10^5}{0,325 \cdot 10^5} = 5,54; v_2 = \frac{2 \cdot 10^5}{0,325 \cdot 10^5} = 6,15.$$

(для арматуры класса АIII)

### Расчет нижнего пояса на трещиностойкость.

Элемент относится к 3-й категории трещиностойкости. Способ натяжения арматуры – механический. Величину предварительного напряжения в арматуре  $\sigma_{sp}$  при  $\Delta \sigma_{sp} = 0,05 \cdot \sigma_{sp}$  назначаем из условия  $\sigma_{sp} + \Delta \sigma_{sp} \leq R_{s,ser}$ ;  $\sigma_{sp} + 0,05 \cdot \sigma_{sp} \leq 1300 \text{ МПа}$ , откуда

$$\sigma_{sp} = \frac{1300}{1,05} = 1238 \text{ МПа}. \text{ Принимаем } \sigma_{sp} = 1200 \text{ МПа}. \text{ Определяем}$$

потери предварительного напряжения в арматуре при  $\gamma_{sp} = 1$ .

Первые потери:

а) от релаксации напряжений в арматуре

$\sigma_1 = [0,22 \cdot (\sigma_{sp} / R_{s,ser}) - 0,1] \cdot \sigma_{sp} = [0,22 \cdot (1200 / 1300) - 0,1] \cdot 1200 = 120$  мПА;

б) от разности температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств (при

$$\Delta t = 65^\circ) \quad \sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ мПА};$$

в) от деформации анкеров (при  $\lambda = 2$  мм)

$$\sigma_3 = \frac{E \cdot \lambda}{\ell} = \frac{1,8 \cdot 10^5 \cdot 2}{2500} = 14,5 \text{ мПА};$$

г) от быстронатекающей ползучести бетона.

Усилие обжатия

$$P_1 = A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 14,15 \cdot (1200 - 123,7 - 81,25 - 14,5) \cdot (100) = 1387478 \text{ Н} = 1387,5 \text{ кН};$$

Напряжение в бетоне при обжатии

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{1387,5 \cdot (1000)}{937,7} = 1479,7 \text{ Н/см}^2 = 14,8 \text{ мПА};$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{14,8}{28} = 0,529 < \alpha = 0,75, \text{ тогда}$$

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot 0,85 \cdot 0,529 = 18 \text{ мПА}$$

где 0,85 – коэффициент, учитывающий тепловую обработку.

Первые потери составляют:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 123,7 + 81,25 + 14,5 + 18,0 = 237,5$$

мПА.

Вторые потери:

а) от усадки бетона класса *B40*, подвергнутого тепловой обработке,

$$\sigma_8 = 50 \text{ мПА};$$

б) от ползучести бетона с учетом  $\sigma_6$

$$P_1 = 14,5 \cdot (1200 - 237,4) \cdot (100) = 1361937,5 \text{ Н} = 1362 \text{ кН};$$



$$\sigma_{bp} = \frac{1362 \cdot (1000)}{937,7} = 1452,5 \text{ Н/м}^2 = 14,53 \text{ МПа};$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{14,53}{28} = 0,519 < 0,75;$$

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \left( \sigma_{bp} / R_{bp} \right) = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,519 = 66,2 \text{ МПа.}$$

где  $\alpha = 0,85$  - для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении.

Вторые потери составляют:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 50 + 66,2 = 116,2 \text{ МПа.}$$

Полные потери:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 237,5 + 116,2 = 353,7 \text{ МПа.}$$

Расчетный разброс напряжений при механическом способе натяжения принимается равным

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \cdot (\Delta$$

$$\sigma_{sp} / \sigma_{sp}) \cdot \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \cdot \frac{0,05 \cdot \sigma_{sp}}{\sigma_{sp}} \cdot \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{10}} \right) = 0,033;$$

где  $\Delta \sigma_{sp} = 0,05 \cdot \sigma_{sp}$ ;  $n_p = 10$  шт. (10 Ø15 К-7).

Так как  $\Delta \gamma_{sp} = 0,033 < 1$  окончательно принимаем  $\Delta \gamma_{sp} = 0,1$ .

Сила обжатия при  $\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$ ;

$$P = A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \cdot \gamma_{sp} - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) \cdot A_{s1} = 14,15 \cdot (1200 - 353,7) \cdot 0,9 -$$

$$-(18 + 50 + 66,2) \cdot 3,14 = 10356,2 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 1035,6 \text{ кН};$$

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин

$$N_{crc} = \gamma_i \cdot [R_{bt,ser} (A + 2 \cdot v \cdot A_s) + P] = 0,85$$

$$[2,1 \cdot (10^{-1}) \cdot (840 + 2 \cdot 5,54 \cdot 14,15) + 1035,6] =$$

$$= 1058,2 \text{ кН.}$$

где  $\gamma_i$  - коэффициент, учитывающий снижение трещиностойкости вследствие жесткости узлов фермы. Так как  $N_{crc} = 1058,2 \text{ кН} <$

1402,2 кН, условие трещиностойкости не соблюдается, т.е. необходим расчет по раскрытию трещин.

Проверим ширину раскрытия трещин от опасного кратковременного усилия с коэффициентом, учитывающим влияния жесткости узлов  $\gamma_i = 1,15$ .

Приращение напряжений в растянутой арматуре от полной нагрузки

$$P = \gamma_{sp} \cdot [(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \cdot A_s - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) \cdot A_{s1}] =$$

$$1 \cdot [(1200 - 353,7) \cdot 14,15 - (18 + 50 + 66,2) \cdot 3,14] \cdot (100) = 1155375 \text{ Н}$$

$$= 1155,4 \text{ кН};$$

$$\sigma_s = \frac{N_n - P}{A_s} = \frac{1402,2 - 1155,4}{14,15} = 17,44 \text{ кН/см}^2 = 174,4 \text{ МПа.}$$

Ширина раскрытия трещин от опасного кратковременного усилия

$$a_{crc} = \gamma_i \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \delta \cdot \varphi_\ell \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d},$$

где  $\delta$  – коэффициент, принимаемый для растянутых элементов – 1,2;

$\varphi_\ell$  – коэффициент, принимаемый при учете продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок – 1,5; кратковременных и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок – 1,0;

$$\eta = 1,2 \text{ для канатов.}$$

$$\mu = \frac{A_s}{v \cdot h} = \frac{14,15}{28 \cdot 30} = 0,0168; \quad d = 15 \text{ мм – диаметр каната К-}$$

7.

Тогда,

$$a_{crc} = 1,15 \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0168) \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot \frac{174,4}{1,8 \cdot 10^5} \cdot \sqrt[3]{15} = 0,143$$

мм.

Приращение напряжений в растянутой арматуре от постоянной нагрузки:

$\sigma_{sl} = (1109,35 - 1155,4) / 14,15 < 0$ , следовательно, трещины от действия постоянной не возникают.

Тогда ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,143 - 0 + 0 = 0,143 \text{ мм} < [0,15]$$

мм.

Верхний сжатый пояс (элементы В1-В4). Как следует из таблицы 6 усилия в элементах верхнего пояса почти одинаковы, поэтому все элементы верхнего пояса будем армировать одинаково из расчета на усилия в наиболее загруженном элементе В4, которые равны при кратковременном действии нагрузки 1377,5 кН (нормативное) и 1672,95 кН (расчетное), а при длительном действии – 1189,3 кН и 1409,8 кН.

Бетон верхнего пояса такой же, как и в нижнем поясе В40, ширину сечения верхнего пояса принимаем из условия опирания плит покрытия пролетом 12 м, а также по аналогии с нижним поясом – 280 мм. Определяем ориентировочно требуемую площадь сечения верхнего сжатого пояса

$$A = \frac{N}{0,8 \cdot (R_b + 0,03 \cdot R_{sc})} = \frac{1672950}{0,8 \cdot [22 \cdot (100) + 0,03 \cdot 365 \cdot (100)]} = 634,7 \text{ см}^2.$$

Назначаем размеры сечения верхнего пояса  $b \times h = 28 \times 25$  см  
с  $A = 700 \text{ см}^2 > 634,7 \text{ см}^2$ .

Наибольшее фактическое расстояние между узлами верхнего пояса (в осях) 320 см.

Случайный эксцентриситет:

$$e_a = l / 600 = 320 / 600 = 0,533 \text{ см};$$

$$e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{25}{30} = 0,83 \text{ см}; \quad e_a \geq 1 \text{ см. Принимаем } e_a = e_0 = 1$$

см.

Наибольшая гибкость равна  $\frac{l_0}{h} = \frac{290}{25} = 11,6 > 4$ , необходимо

учесть влияния прогиба элемента на его прочность.

Условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_b}{\ell_o^2} \cdot \left[ \frac{J}{\varphi_\ell} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \nu \cdot J_s \right].$$

Определяем  $J = \frac{28 \cdot 25^3}{12} = 36458,3 \text{ см}^4$ ;

$\varphi_\ell = 1 + \beta \cdot (M_{1\ell} / M)$ ; где  $\beta = 1$  (тяжелый бетон),

$M_{1\ell} = M_\ell + N_\ell \cdot (h_0 - a) / 2 = 0 + 1409,8 \cdot (0,21 - 0,04) / 2 = 119,83$   
кН·м;

$M_1 = 0 + 1672,95 \cdot (0,21 - 0,04) / 2 = 142,2$  кН·м;  $\delta = \frac{e_o}{h} =$

$\frac{0,01}{0,25} = 0,04$ ; должно быть не менее

$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{\ell_0}{h} - 0,01 \cdot R_b =$   
 $= 0,5 - 0,01 \cdot \frac{290}{25} - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,186$ ;  $\delta < \delta_{\min}$ ,

Поэтому принимаем  $\delta = 0,186$ ;

$\varphi_\ell = 1 + 1 \cdot 119,29 / 142,2 = 1,84$ ;

$\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{32500} = 6,154$ .

В первом приближении принимаем  $\mu = 0,027$  и определяем

$J_s = \mu \cdot \nu \cdot h_0 \cdot (0,5 \cdot h - a)^2 = 0,027 \cdot 28 \cdot 21 \cdot (0,5 \cdot 28 - 4)^2 = 1147,04$   
см<sup>4</sup>,

Тогда

$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 32500 \cdot (100)}{290^2} \cdot \left[ \frac{36458,3}{1,84} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,186} + 0,1 \right) + 6,154 \cdot 1147,04 \right]$

$23,82 \cdot 10^5 \text{ Н} = 2382 \text{ кН}$ .

Коэффициент  $\eta = \frac{1}{1 - N / N_{cr}} = \frac{1}{1 - 1672,95 / 2382} = 3,4$ .

Расстояние  $e = e_o \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot 3,4 + 0,5 \cdot 25 - 4 = 11,9$

см.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона при  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,6916;$$

$$\xi_y = 0,6916 / \left[ 1 + \frac{365}{500} \cdot \left( 1 - \frac{0,6916}{1,1} \right) \right] = 0,5448; \text{ где}$$

$$\sigma_{s1} = R_s = 365 \text{ МПа.}$$

Определяем

$$\bar{n} = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h} = \frac{1672,95 \cdot (100)}{0,9 \cdot 22 \cdot (100) \cdot 28 \cdot 21} = 1,437 > \xi_y = 0,5448;$$

$$\delta' = a / h_0 = 4 / 21 = 0,1904;$$

$$\alpha = \frac{\bar{n} \cdot (e / h_0 - 1 + \bar{n} / 2)}{1 - \delta'} = \frac{1,437 \cdot (11,9 / 21 - 1 + 1,437 / 2)}{1 - 0,1904} = 0,549;$$

$$\xi = \frac{\bar{n} \cdot (1 - \xi_y) + 2 \cdot \alpha \cdot \xi_y}{1 - \xi_y + 2 \cdot \alpha} = \frac{1,437 \cdot (1 - 0,5448) + 2 \cdot 0,549 \cdot 0,5448}{1 - 0,5448 + 2 \cdot 0,549} = 0,806$$

Имеем расчетный случай  $\xi = 0,806 > \xi_y = 0,5448$ . Армирование принимаем симметричное, тогда

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{e / h_0 - (\xi / \bar{n}) \cdot \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right)}{1 - \delta'} =$$

$$= \frac{1672,95 \cdot (1000)}{365 \cdot (100)} \cdot \frac{11,9 / 21 - (0,806 / 1,437) \cdot (1 - 0,806 / 2)}{1 - 0,1904} = 9,81$$

см<sup>2</sup>.

$$\text{Коэффициент армирования } \mu = \frac{2 \cdot 9,81}{28 \cdot 25} = 0,026, \text{ что незначи-}$$

тельно отличается от ранее принятого значения. Принимаем 4 Ø25 АIII с  $A_s = 19,64 \text{ см}^2$ .

Хомуты из условия свариваемости с арматурой Ø25 принимаем Ø8 АІ и устанавливаем их с шагом 200 мм.

Расчет сечения пояса из плоскости фермы не выполняем, так как все узлы фермы раскреплены.

### Элементы решетки

Элемент Р1. Определяющими являются растягивающие усилия: наибольшее расчетное усилие 172,9 кН, нормативное – 139,45 кН, в том числе длительное – 108,3 кН.

Рабочая арматура класса АІІІ. Количество арматуры, требуемое по прочности:

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{172,9 \cdot (1000)}{365 \cdot (100)} = 4,74 \text{ см}^2.$$

С которым запасом ставим 4 Ø14 АІІІ с  $A_s = 6,16 \text{ см}^2$ .

Сечение элемента назначаем конструктивно минимальным 15×10 см.

Коэффициент армирования  $\mu = \frac{6,16}{15 \cdot 10} = 0,041 > 0,02$ . Бетон класса В25.

К трещиностойкости всех элементов решетки предъявляется 3-я категория требований. От длительного действия усилия 108,3 кН в арматуре возникает напряжение

$$\frac{108,3 \cdot (1000)}{6,16} = 17581,2 \text{ Н/см}^2 = 175,812 \text{ МПа.}$$

Раскрытие трещин

вычисляем с учетом регулирующего действия хомутов  $k_1 = 1,7$ . Находим

$$a_{cr} = \delta \cdot \varphi_\ell \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d} = 1,4 \cdot 1,7 \cdot 1,2 \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot \frac{175,812}{2 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{14} = 0,236 \text{ мм} < 0,300 \text{ мм}.$$

От кратковременного приращения усилия до 139,45 кН возникает приращение напряжений  $\sigma_s = \frac{139,45 - 108,3}{6,16} = 5057 \text{ Н/см}^2$  и ему

соответствует приращение раскрытия трещин на величину  $a_{crc} = 1,4 \cdot$

$$1,7 \cdot 1,2 \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot \frac{5057}{2 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{14} = 0,0679 \text{ мм} < 0,300 \text{ мм}.$$

Полное кратковременное раскрытие трещин равно  
 $0,236 + 0,0679 = 0,304 < 0,4 \text{ мм}.$

Чтобы обеспечить регулирующее влияние хомутов, принимаем диаметр хомута  $d_w > \frac{0,1 \cdot 150}{2 \cdot (10 - 2 + 15 - 2)} = 0,36 \text{ см},$  ставим хомуты

Ø4 *В1*. Шаг хомутов находим из условия

$$S_w = (2 + 2,5) \cdot \frac{1,2 \cdot 150}{\pi \cdot 1,4} = 82 \div 102 \text{ см. Принимаем шаг}$$

хомутов  $S_w = 100 \text{ см}.$

Элемент Р2. Как и в Р1 здесь определяющим являются растягивающие усилия: расчетное 142,35 кН, нормативное 117,8 кН, в том числе длительное 101,65 кН.

Из условия прочности требуется  $A_s = \frac{141,35 \cdot (1000)}{365 \cdot (100)} = 3,87$   
см<sup>2</sup>,

ставим 4 Ø 12 *АIII*  $A_s = 4,52 \text{ см}^2.$

Назначаем конструктивно минимальное сечение 15 × 10 см,  
 $\mu = \frac{4,52}{15 \cdot 10} = 0,03 > 0,02,$  бетон класса *В25*.

Напряжение в арматуре от длительного действия нагрузки равно

$$\frac{101,65}{4,52} = 22488,9 \text{ Н/см}^2 = 224,889 \text{ МПа}.$$

Длительное раскрытие трещин равно  $a_{crc} = 1,4 \cdot 1,7 \cdot 1,2 \cdot 1,3 \cdot 1 \cdot \cdot$   
 $\frac{224,889}{2 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{12} = 0,287 < 0,30 \text{ мм}.$

Хомуты ставим как и в Р1 с шагом 100 см.

Элемент Р3. Наиболее опасным для Р3 сжатие. Расчетное кратковременное усилие – 309,7 кН, в том числе длительное 244,15 кН. Кроме того, возможно кратковременное растяжение усилием 24,7 кН. Ориентировочно требуемая площадь сечения при бетоне класса

$$A_b = \frac{N}{0,8 \cdot (R_b + 0,03R_{sc})} = \frac{309700}{0,8 \cdot [18,5 \cdot (100) + 0,03 \cdot 365 \cdot (100)]}$$

$$= 131,45 \text{ см}^2$$

Назначаем размеры сечения  $15 \times 15 \text{ см} \cdot \text{с} = 225 \text{ см}^2 > 131,45 \text{ см}^2$ .  
Фактическая длина элемента равна 404 см.

$$\text{Случайный начальный эксцентриситет } e_a \geq \frac{\ell}{600} = \frac{404}{600} =$$

$$0,67 \text{ см}; e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{15}{30} = 0,5 \text{ см}; e_a \geq 1 \text{ см. Принимаем } e_a = e_0 = 1$$

$$\text{см, при } e_a < \frac{1}{8} \cdot h = \frac{15}{8} = 1,875 \text{ см}; \ell_0 = 0,9 \cdot \ell = 0,9 \cdot 404 = 363,6 \text{ см} =$$

$$364 \text{ см.}$$

Наибольшая гибкость сечения равна  $\frac{\ell_0}{h} = \frac{364}{15} = 24 > 4$ , необ-  
ходимо учесть влияние прогиба на его прочность

$$M_{\ell 1} = 0 + 244,15 \cdot (0,13 - 0,02) / 2 = 13,43 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_1 = 0 + 309,7 \cdot (0,13 - 0,02) / 2 = 17,03 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\varphi_\ell = 1 + 1 \cdot 17,03 / 13,43 = 2,27; \quad \delta = \frac{e_0}{h} = \frac{0,01}{0,15} = 0,07;$$

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{\ell_0}{h} - 0,01 \cdot R_b \cdot \gamma_b = 0,5 - 0,01 \cdot 364 / 15 - 0,01 \cdot 0,9$$

$$\cdot 18,5 = 0,0905.$$

$$\text{Принимаем } \delta = 0,0905. \quad \nu = \frac{200000}{30000} = 6,67.$$

В первом приближении  $\mu = 0,03$ ;  $J_s = 0,03 \cdot 15 \cdot 13 \cdot (0,5 \cdot 15 - 2)^2 =$   
 $118,0 \text{ см}^4$ ;

$$J = \frac{15 \cdot 10^3}{12} = 1250 \text{ см}^4.$$



$$N_{crc} = \frac{6,4 \cdot 30000 \cdot (100)}{364^2} \cdot \left[ \frac{1250}{2,27} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,0905} \right) + 6,67 \cdot 118 \right]$$

=548,43 кН;

$$\eta = \frac{1}{1 - 309,7 / 548,43} = 2,3.$$

Расстояние  $e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot 2,3 + 0,5 \cdot 15 - 2 = 7,8$  см;

$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 18,5 = 0,72$ , тогда

$$\xi_y = \frac{0,72}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left( 1 - \frac{0,72}{1,1} \right)} = 0,576$$

$$\bar{n} = \frac{309,7 \cdot (1000)}{0,9 \cdot 18,5 \cdot (100) \cdot 15 \cdot 13} = 0,954 > \xi_y = 0,576; \quad \delta' = \frac{2}{13}$$

=0,15;  $\alpha = \frac{0,95 \cdot (7,8 / 13 - 1 + 0,954 / 2)}{1 - 0,15} = 0,084$ ;

$$\xi = \frac{0,95 \cdot (1 - 0,576) + 2 \cdot 0,084 \cdot 0,576}{1 - 0,576 + 2 \cdot 0,84} = 0,693 > \xi_y = 0,576.$$

Армирование принимаем симметричное

$$A_s = A'_s = \frac{309,7(1000)}{365(100)} \cdot \frac{7,8 / 13 - (0,693 / 0,954) \cdot (1 - 0,693 / 2)}{1 - 0,15}$$

= 3,34 см<sup>2</sup>;

$$\mu = \frac{2 \cdot 3,34}{15 \cdot 15} = 0,0297, \text{ близко к } 0,03. \text{ Принимаем } 6 \text{ } \emptyset 12 \text{ } AIII \text{ с}$$

$$A_s = 6,79 \text{ см}^2.$$

В этом же элементе возможно кратковременное растяжение усилием 24,7 кН. Поставленная арматура способна выдержать при растяжении усилие  $365 \cdot (1000) \cdot 6,79 \cdot 10^{-4} = 224,8$  кН > 24,7 кН.

Поперечную арматуру принимаем  $\emptyset 4$  *BI* и ставим с шагом  $S = 20 \cdot d = 24$  см.

Элемент Р4. В этом элементе возможно или сжатие (расчетное кратковременное усилие 103,55 кН, длительное – 78,85 кН или крат-

ковременное растяжение – 76 кН, нормативное – 69,35 кН). Длина элемента такая же, как и Р3. В этом случае принимаем сечение  $15 \times 15$  см. А также класс бетона *B25*. В этом случае при действии снижающих усилий, почти в три раза меньших, чем в Р3, требуется конструктивно минимальное армирование. Поэтому проектируем элемент Р4 таким же, как Р3.

Проверку ширины раскрытия трещин в данном случае можно не делать, т.к. растягивающее усилие существует в элементе Р4 очень короткий промежуток времени, в стадии укладки панелей (при загрузке 1/2 пролета). Элемент Р5. Определяющим для Р5 являются растягивающие усилия: кратковременное расчетное – 93,1 кН, нормативное 77,9 кН, в том числе длительное – 68,4 кН.

Для обеспечения прочности требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{93,1 \cdot (1000)}{365 \cdot (100)} = 2,6 \text{ см}^2, \text{ ставим } 4\text{Ø}10 \text{ III с } A_s = 3,14 \text{ см}^2,$$

сечение принимаем  $15 \times 10$  см,  $\mu = \frac{3,14}{15 \cdot 10} = 0,021 > 0,02$ , класс

бетона *B25*.

Напряжения в арматуре от длительно действующей нагрузки.

$$\sigma_s = \frac{68,4 \cdot (100)}{3,14} = 21783 \text{ Н/см}^2, \text{ длительное раскрытие трещин}$$

$$a_{crc} = 1,4 \cdot 1,7 \cdot 1,2 \cdot 1,3 \cdot \frac{217,88}{2 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot \sqrt[3]{10} = 0,258 <$$

$0,3 = 0,258 < 0,3$  мм.

От кратковременного приращения усилия до величины 77,9 кН

$$\sigma_s = \frac{(77,0 - 68,4) \cdot (100)}{3,14} = 3025,5 \text{ Н/см}^2. \text{ Дополнительное}$$

$$\text{раскрытие трещин } \Delta a_{crc} = 1,4 \cdot 1,7 \cdot 1,2 \cdot 1,3 \cdot \frac{30,255}{2 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \cdot$$

$$\sqrt[3]{10} = 0,0362 \text{ мм}$$

Суммарное кратковременное раскрытие трещин  $0,258 + 0,0362 = 0,294 < 0,4$  мм.

По аналогии с элементами Р1, Р2 для обеспечения регулирующего влияния хомутов, устанавливаем хомуты  $\text{Ø}4$  *BI* через 100 см.

## Проектирование узлов фермы.

### Опорный узел фермы.

Схема армирования опорного узла показана на рис.14. Высоту опорного сечения принимаем 80 см. Через опорный узел проходят продольные напрягаемые стержни Ø15 К-7, для которых длина зоны анкеровки равна 1500мм. Устанавливаем два опорных каркаса, состоящих из огибающего стержня 2 (Ø14 АIII); наклонных хомутов 4-13 (Ø10 АIII), которые располагаем с шагом 10 см перпендикулярно к оси крайнего элемента верхнего пояса, а также промежуточного продольного стержня 3 (Ø14 АIII). Стержень 3 привязывается к напрягаемой арматуре. Для хомутов Ø10 АIII длина заделки равна  $35,1 =$

$35$  см, для стержней Ø14 АIII -  $35 \cdot 1,4 = 49$  см. В месте опирания устанавливается опорная коробчатая закладная деталь из пластины толщиной 10 мм, к которой привязываются вертикальные арматурные стержни 14, охватывающие продольную напрягаемую арматуру. Охватывающие стержни должны быть равнопрочны 20% продольной арматуры, следовательно, их площадь должна быть не менее

$$\frac{0,2 \cdot 14,15 \cdot 1080}{365} = 8,4 \text{ см}^2, \text{ ставим } 8 \text{ } \varnothing 12 \text{ АIII с } A_s = 9,05 \text{ см}^2.$$

Предполагаем худший с точки зрения анкеровки стержней случай, при котором наклонная трещина пройдет по линии АВ. В этом случае хомуты  $4 \div 9$  будут полностью заанкерены ( $\ell_{an} = 35 \cdot d$ ,  $K_{an} = 1$ )

; для стержня 10  $K_{an} = 0,77$ ;

11 -  $K_{an} = 0,57$ ; 12 -  $K_{an} = 0,34$ . Хомут 13 у конца трещины не учитываем. Для предварительно напряженной арматуры  $K_{an} = 0,5$ , для стержня 3  $K_{an} = 0,82$ , для стержня 2  $K_{an} = 0,31$ .

Вычисляем расчетные усилия в арматуре:

$$N_{sp} = 108 \cdot 14,15 \cdot 0,5 = 764,1 \text{ кН};$$

$$\sum N_s = 365 \cdot (3,08 \cdot 0,82 + 3,08 \cdot 0,31) = 127,2;$$

$$\cos Q = 0,74;$$

$$\sum N_w = 365 \cdot 0,785 \cdot 2 \cdot (6,1 + 0,77 + 0,57 + 0,34) = 445,8 \text{ кН.}$$

Находим  $x$  (высота сжатой зоны в наклонном сечении)

$$x = \frac{764,1 + 127,2 + 445,8 \cdot 0,47}{0,25 \cdot 22 \cdot (1000)} = 0,2 \text{ м} = 20 \text{ см.}$$

Составляем выражение суммы моментов относительно точки Е.

$$\text{Вычисляем } N_{sp} \cdot z_{sp} = 764,1 \cdot (0,8 - 0,15 - 0,116) = 408 \text{ кН.}$$

м;

$$\sum N_s \cdot z_s = 127,2(0,8 - 0,15 - 0,116) = 67,9 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\sum N_w \cdot z_w = 365 \cdot 0,785 \cdot 2 \cdot (0,96 + 0,86 + 0,76 + 0,66 + 0,56 + 0,46 + 0,26 \cdot 0,57 + 0,16 \cdot 0,34) = 253 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Всего предельный момент равен  $408 + 67,9 + 253 = 728,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

Действующий момент при  $C = 95 \text{ см}$  равен  $741 \cdot 0,95 = 704 \text{ кН}\cdot\text{м} < 728,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

Для проверки надежности анкеровки при уточненном положении наклонной трещины АД уточняем значения  $K_{an}$  : для хомутов 4-11

$K_{an} = 1$ ; для 12 - 0,55; для напрягаемых стержней в среднем 0,62, для стержня 2 - 0,39; 3-1. Вычисляем:  $N_{sp} = 1080 \cdot 14,15 \cdot 0,62 = 974,5 \text{ кН}$ ;

$$\sum N_s = 365 \cdot (3,08 \cdot 1,0 + 3,08 \cdot 0,39) = 159,3$$

кН;

$$\sum N_w \cdot \cos Q = 0,47 \cdot 365 \cdot 0,775 \cdot 2 \cdot (8,1 + 0,55) = 330,1 \text{ кН.}$$

Всего предельное выдергивающее усилие по сечению АД равно  $330,1 + 156,3 + 974,5 = 1460,9 \text{ кН} > 1409,8 \text{ кН}$ .

Анкеровку по сечению  $C_1C_2$  можно не проверять, т.к., под расчетной нагрузкой там не появляется трещин. Арматуру верхнего пояса запускаем в опорный узел на длину  $\ell_{an} = 20 \cdot d = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ см}$ .

Промежуточные узлы фермы. Определяем требуемую длину анкеровки стержней элементов решетки в поясе. Расчет предоставлен в виде табл. 12.

$$l_{an} = 35 \cdot d \cdot \frac{\sigma_s}{R_s} \cdot K_n$$

таблица 12

Длина заделки арматуры решетки в поясе					
На- звание эле- мента	Уста- новленная ар- матура	Знак усилия	$\sigma_s$ , мПа	$l_{an}$	
				в верх- ний пояс	
P1	4 Ø14	раст.	226,4	30,4	
P2	4 Ø12	раст.	291,9	33,6	
P3	6 Ø12	сжат.	256,1	29,5	
P4	6 Ø12	раст.	152,5	17,6	
P5	4 Ø10	раст.	296,5	28,4	

К концам растянутых стержней привариваем по 2 коротыша, в этом случае требуемая длина заделки может быть уменьшена на  $5d$  (5 см для Ø10,

6 см для Ø12, 7 см для Ø14). При высоте сечения верхнего пояса 25 см и нижнего 30 см, высота хомутов в узлах верхнего пояса должна быть не менее 10 см, в узлах нижнего пояса – 7 см.



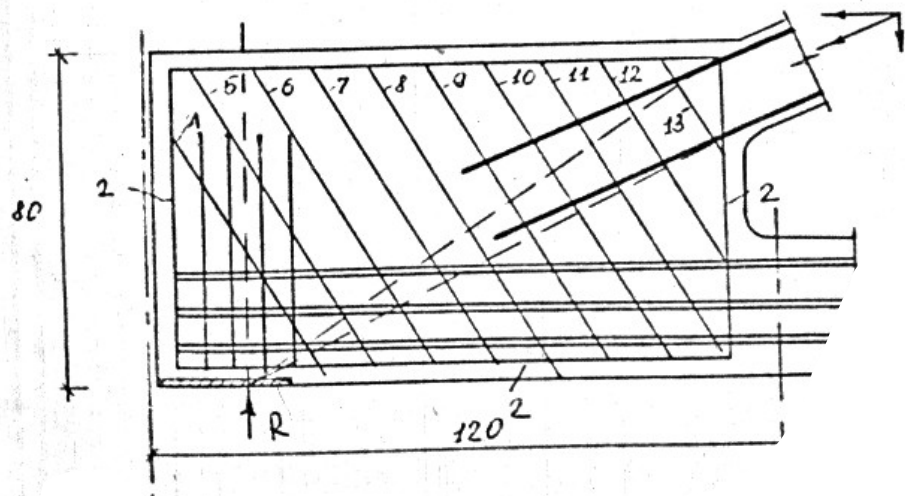


Рис.14 Схема армирования опорного узла

Рис 14. Схема





Приложение 1

РАСЧЕТНЫЕ ПЛОЩАДИ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ И МАССА АРМАТУРЫ; СОРТАМЕНТ ГОРЯЧЕКАТАНОЙ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ, ОБЫКНОВЕННОЙ И ВЫСОКОПРОЧНОЙ ПРОВОЛОКИ

	Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см <sup>2</sup> при числе стержней									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3	071	0,071	0,142	0,213	0,284	0,355	0,426	0,497	0,568	0,639	0,710
4	126	0,126	0,252	0,378	0,504	0,630	0,756	0,882	1,008	1,134	1,260
5	196	0,196	0,392	0,588	0,784	0,980	1,176	1,372	1,568	1,764	1,960
6	283	0,283	0,566	0,849	1,132	1,415	1,698	1,981	2,264	2,547	2,830
7	385	0,385	0,770	1,155	1,540	1,925	2,310	2,695	3,080	3,465	3,850
8	503	0,503	1,006	1,509	2,012	2,515	3,018	3,521	4,024	4,527	5,030
9	636	0,636	1,272	1,908	2,544	3,180	3,816	4,452	5,088	5,724	6,360
10	785	0,785	1,570	2,355	3,140	3,925	4,710	5,495	6,280	7,065	7,850
12	313	1,313	2,626	3,939	5,252	6,565	7,878	9,191	10,504	11,817	13,130

14	539	,08	,62	,16	,69	,23	0,77	31
16	011	,02	,03	,04	0,05	2,06	4,07	08
18	545	,09	,63	0,18	2,72	5,27	7,81	36

20	142	,28	,41	2,56	5,71	8,85	1,99	14
22	801	,6	1,4	5,20	9,00	2,81	6,61	41
25	909	,82	4,73	9,63	4,54	9,45	4,36	27
28	158	2,32	8,47	4,63	0,79	6,95	3,1	26
32	042	6,08	4,13	2,17	0,21	8,25	6,30	34
36	,18	0,36	0,54	0,72	0,9	1,08	1,26	44
40	,56	5,12	7,68	0,24	2,8	5,36	7,92	0,48

Примечание: Знаком "×" отмечены прокатываемые диаметры арматуры.

## Приложение 2

СОТНОШЕНИЯ МЕЖДУ ДИАМЕТРАМИ СВАРИВАЕМЫХ СТЕРЖНЕЙ И МИНИМАЛЬНЫЕ РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ СТЕРЖНЯМИ В СВАРНЫХ СЕТКАХ КАРКАСАХ, ИЗГОТОВЛЯЕМЫХ С ПОМОЩЬЮ КОНТАКТНОЙ ТОЧЕЧНОЙ СВАРКИ

Диаметр стержня одного направления, мм	3	6	8
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3
Наименьшее допустимое расстояние между осями	5	5	7

стержней одного направления , мм	0	0	5
То же, продольных стержней при двухрядовом их расположении в каркасе, мм	-	0	3
			3

*Приложение 3*

СОРТАМЕНТ АРМАТУРНЫХ КАНАТОВ

<b>Класс каната</b>	<b>Номиналь- ный диаметр каната, мм</b>	<b>Диаметр про- волок, мм</b>	<b>Площадь по- перечного сечения каната, см<sup>2</sup></b>	<b>Теорети- ческая масса 1м длины кана- та, кг</b>
К-7	6	2	0,227	0,173
К-7	9	3	0,51	0,402
К-7	12	4	0,906	0,714
К-7	15	5	1,416	1,116
К-19	14	2, 8	1,287	1,020

*Приложение 4*

СОРТАМЕНТ (сокращенный) СВАРНЫХ СЕТОК  
ПО ГОСТ 8478-81

Марка сетки	Марка сетки
-------------	-------------

$\frac{5 B_p - 1 - 100}{5 B_p - 1 - 100} 1040 \times L \frac{C_1}{20}$ $\frac{5 B_p - 1 - 200 + (\times 100) + 200}{5 B_p - 1 - 150} 1140 \times L$ $\frac{4 B_p - 1 - (\times 200) + 100}{4 B_p - 1 - (\times 200) + 100} 1140 \times L \frac{C}{20}$ $\frac{5 B_p - 1 - 100}{5 B_p - 1 - 100} 1280 \times L \frac{C_1}{40}$	$\frac{5 B_p - 1 - 100}{5 B_p - 1 - 100} 1540 \times L \frac{C_1}{20}$ $\frac{5 B_p - 1 - 100}{5 B_p - 1 - 50} 1540 \times L \frac{C_1}{20}$ $\frac{4 B_p - 1 - 200}{4 B_p - 1 - 100} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$ $\frac{4 B_p - 1 - 200}{4 B_p - 1 - 200} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$ $\frac{5 B_p - 1 - 100}{5 B_p - 1 - 100} 2350 \times L \frac{C_1}{30}$ $\frac{5 B_p - 1 - (\times 200) + 1000}{4 B_p - 1 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$
---	---

$$\frac{5 B_p - 1 - 100}{5 B_p - 1 - 50} 1280 \times L \frac{C_1}{40}$$

$$\frac{4 B_p - 1 - 200}{4 B_p - 1 - 399} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$$

$$\frac{4 B_p - 1 - 200}{8 AIII - 200} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$$

$$\frac{4 B_p - 1 - 200}{8 AIII - 200} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$$

$$\frac{4 B_p - 1 - (\times 200) + 100}{4 B_p - 1 - (\times 200) + 100} 1340 \times L \frac{C_1}{20}$$

$$\frac{4 B_p - 1 - 200}{4 B_p - 1 - 200} 1440 \times L \frac{C_1}{20}$$

$$\frac{4 B_p - 1 - 100}{4 B_p - 1 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$$

$$\frac{4 B_p - 1 - 100}{4 B_p - 1 - 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$$

$$\frac{5 B_p - 1 - (\times 200) + 100}{5 B_p - 1 - 150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$$

$$\frac{5 B_p - 1 - (\times 200) + 100}{6 AIII - 150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$$

$$\frac{4 B_p - 1 - (\times 200) + 100}{8 AIII - 150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$$

$$\frac{5 B_p - 1 - 200}{5 B_p - 1 - 150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$$

$$\frac{5 B_p - 1 - 200}{6 AIII - 150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$$

$$\frac{4 B_p - 1 - 200}{5 B_p - 1 - 200} 1440 \times L \frac{C_1}{20}$$

$$\frac{4 B_p - 1 - 200}{4 B_p - 1 - 100} 1500 \times L \frac{C_1}{50}$$

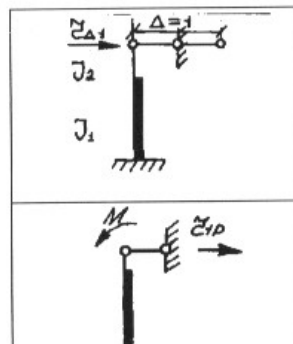
$$\frac{4 B_p - 1 - 200}{8 AIII - 150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$$

$$\frac{5 B_p - 1 - 200}{5 B_p - 1 - 150} 3260 \times L \frac{C_1}{30}$$



Приложен

Формулы для определения реакций верха колонн переменного сечения



$$r_{\Delta 1} = \frac{3E_b J_n}{H^3(1+k)}; \quad k = \frac{J_n}{J_b} \alpha^3 - \alpha^3$$

$$r_{1P} = \frac{3M(1+k/\alpha)}{2H(1+k)}$$

Продолжение Прил.

	$r_{\Delta 1} = \frac{3E_b J_1}{H^3(1+k+k_1)}; \quad k = \frac{J_1}{J_2} \alpha^3 - \alpha^3$ $K_1 = \frac{(1-\alpha)^3 J_1}{8n^2 J_3}; \quad J_3 = bh_{br}^3/12$
	$r_{IP} = \frac{3M(1+\alpha_1)}{2H(1+k+k_1)}$
	$r_{IP} = \frac{3M(1-\alpha^2)}{(1+k+k_1)}$

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. М., Стройиздат., 1985.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки воздействия. Нормы проектирования. М., 1986.
3. Проектирование железобетонных конструкции. Справочное пособие/ А.Б Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук, А.В.Харченко, И.В. Руденко; Под. редакцией А.Б.Голышева –2 издание, переработанное и дополненное. –К. Будивельник, 1990.
4. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. М., Стройиздат, 1981.
5. Справочник проектировщика. Расчетно теоретический. М., Стройиздат,1972.
6. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. Под редакцией Бердичевского Г.И.,М., Стройиздат,1974
- Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. Под редакцией Бердичевского Г.И.,М., Стройиздат,1982.
7. Байков В.Н., Сигалов Э.Е.. Железобетонные конструкции. Общий курс: Учебник для Вузов 4-изд- М., Стройиздат, 1985.
8. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учебное пособие для техникумов. –2-е изд. перераб.и доп.-М., Стройиздат, 1989.

