

Министерство образования Российской Федерации
Владимирский государственный университет

В.С. БАРТЕНЕВ И.И. ШИШОВ

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ
С МОСТОВЫМИ КРАНАМИ**

Учебное пособие

Владимир 2003

УДК 624.01

Б 26

Рецензенты

Заведующий кафедрой архитектуры
доктор технических наук, профессор
Липецкого государственного технического университета
А.И. Складнев

Директор проектного института «Владпромстройпроект»
Ю.Я. Кирпичев

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Владимирского государственного университета

Бартенев В.С., Шишов И.И.

Б 26 Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами: Учеб. пособие / Владим. гос. ун-т. Владимир, 2003. 134 с.

ISBN 5-89368-436-2

Сформулированы цели и задачи, а также тематика курсового проекта № 2 по дисциплине «Железобетонные конструкции». Приводятся примеры расчета несущих конструкций.

Пособие соответствует программе курса «Железобетонные и каменные конструкции» и предназначено для студентов специальности 290300 всех форм обучения.

Разделы 1, 2, 3, 5 написаны В.С. Бартеневым, разделы 4, 6 – И.И. Шишовым.

Табл. 18. Ил. 33. Библиогр.: 17 назв.

УДК 624.01

ISBN 5-89368-436-2

© Владимирский государственный университет, 2003

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	5
Раздел 1. Компоновка конструктивной схемы здания	7
1.1. Задание на проектирование	7
1.2. Компоновка покрытия. Система связей	9
1.3. Размеры колонн по высоте	11
1.4. Типы колонн и размеры сечений их элементов	17
Раздел 2. Сбор нагрузок на поперечную раму	18
2.1. Расчетная схема рамы	18
2.2. Постоянная и временная снеговая нагрузки	20
2.3. Ветровая нагрузка	23
2.4. Нагрузки от мостовых кранов	27
Раздел 3. Статический расчет одноэтажных рам	30
3.1. Общие положения	30
3.2. Коэффициенты канонических уравнений при неизвестных	37
3.3. Расчет на постоянную нагрузку	39
3.4. Расчет на действие снеговой нагрузки	41
3.5. Расчет на ветровую нагрузку	43
3.6. Расчет на действие нагрузок от мостовых кранов	46
3.7. Составление таблицы расчетных усилий	54
Раздел 4. Расчет колонн	59
4.1. Расчет поперечной рамы	59
4.1.1. Определение величины r_{11}	60
4.1.2. Определение величины R_{1F}	62
4.1.3. Определение усилий в колоннах	62
4.1.4. Пример расчета поперечной рамы	63
4.1.5. Определение величины r_{11}	63
4.1.6. Расчет на постоянную нагрузку	64
4.1.7. Расчет на снеговую нагрузку	65
4.1.8. Расчет на ветровую нагрузку	68
4.1.9. Расчеты на действие нагрузок от мостовых кранов	69
4.1.10. Вертикальная нагрузка от двух кранов в одном пролете	69
4.1.11. Вертикальная нагрузка от четырех кранов	70
4.1.12. Горизонтальная сила от торможения тележки	71
4.1.13. Определение расчетных усилий в расчетных сечениях колонны	72

4.2. Расчет на прочность двухветвевой колонны среднего ряда	73
4.2.1. Сечение 1	73
4.2.2. Сечение 2 – двухветвевое	76
4.2.3. Расчет колонны из плоскости рамы	80
4.2.4. Расчет распорки	82
Раздел 5. Стропильные фермы	83
5.1. Типы железобетонных ферм	83
5.2. Безраскосные фермы	84
5.3. Особенности расчета	88
5.4. Армирование ферм	90
5.5. Пример расчета безраскосной фермы пролетом 24 м	91
5.5.1. Задание на проектирование	91
5.5.2. Геометрические расчеты	93
5.5.3. Расчет фермы на ЭВМ	95
5.5.4. Расчет нижнего пояса	100
5.5.5. Расчет верхнего пояса	106
5.5.6. Расчет стоек	112
5.5.7. Расчет опорного узла	114
Раздел 6. Фундаменты под колонны	118
6.1. Общие положения	118
6.2. Пример расчета фундаментов	120
6.2.1. Исходные данные	120
6.2.2. Определение высоты фундамента	120
6.2.3. Определение размеров подошвы	120
6.2.4. Определение формы фундамента	122
6.2.5. Расчет продольной арматуры подколонника	122
6.2.6. Расчет поперечной арматуры стакана	124
6.2.7. Проверка плиты на продавливание	125
6.2.8. Проверка плиты на действие поперечной силы	128
6.2.9. Расчет арматуры плиты	129
Заключение	131
Библиографический список	132

ВВЕДЕНИЕ

Второй курсовой проект по дисциплине «Железобетонные конструкции» представляет собой пример реального проектирования несущих конструкций каркаса одноэтажного производственного здания с мостовыми кранами. Он охватывает большой круг вопросов, начиная с компоновки здания, выбора расчетной схемы, статических и конструктивных расчетов и кончая разработкой чертежей.

В процессе выполнения проекта перед студентами ставятся следующие задачи:

- научиться компоновать конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий с выбором наиболее экономичного варианта конструктивного решения;

- познакомиться с последними научными и опытно-конструкторскими работами по совершенствованию несущих железобетонных конструкций;

- приобрести навыки в решении вопросов по расчету сооружения в целом и его отдельных элементов в соответствии с нормами проектирования железобетонных конструкций [1, 2];

- освоить методику конструирования несущих железобетонных элементов каркаса с учетом экономических и эксплуатационных требований.

Курсовой проект состоит из следующих частей, взаимосвязанных между собой общим заданием:

- компоновка конструктивных схем здания;
- статический расчет поперечной рамы;
- проектирование колонн и их фундаментов;
- проектирование стропильных конструкций покрытия.

В соответствии с этим методические указания ко второму курсовому проекту составлены в виде следующих самостоятельных разделов:

Раздел 1. Компоновка конструктивной схемы здания.

Раздел 2. Сбор нагрузок на поперечную раму.

Раздел 3. Статический расчет одноэтажных рам.

Раздел 4. Расчет колонн.

Раздел 5. Стропильные фермы.

Раздел 6. Фундаменты под колонны.

Особое внимание в первом разделе уделяется обоснованию всех исходных данных для проектирования железобетонных элементов каркаса одноэтажного промышленного здания. Выполнены геометрические расчеты по компоновке конструктивной схемы, проведен сбор нагрузок в соответствии с требованиями СНиП «Нагрузки и воздействия» [2] на примере проектирования двухпролетного одноэтажного здания с мостовыми кранами и рассчитана рама. Параметры мостовых кранов приведены в таблице.

Q , т	$L_{кр}$, м	Основные размеры, мм				Давление колеса на рельс, т		Масса, т	
		$B_{кр}$	K	$H_{кр}$	B_1	p^{max}	p^{min}	тележки	крана (общий)
15/3	17	6300	4400	2300	260	17,5	3,2	7,0	26,5
	20					18,5	4,2		30,5
	23					19,0	5,5		34,0
	26		5000			20,0	5,8		36,5
	29					22,0	7,2		43,5
	32					23,0	8,2		47,5
20/5	16,5	6300	4400	2400	260	19,5	4,6	8,5	28,5
	19,5					21,5	5,2		32,5
	22,5					22,0	6,0		36,0
	25,5		5000			23,5	7,0		41,0
	28,5					25,5	7,8		46,5
	31,5					26,5	8,5		50,0
30/5	16,5	6300	5100	2750	260	28,0	8,2	12,0	42,6
	19,5					30,0	8,6		47,5
	22,5					31,5	9,5		52,0
	25,5					33,0	10,2		56,5
	28,5					34,5	11,5		62,0
	31,5					36,0	12,8		67,5
50/10	16,5	6650	5250	3150	260	42,5	10,8	16,0	56,5
	19,5					45,0	10,8		61,5
	22,5					46,5	11,8		66,5
	25,5					48,0	13,0		72,0
	28,5					49,0	14,5		77,0
	31,5					51,5	15,5		84,0

При компоновке конструктивной схемы здания определяются (или принимаются):

- конструктивная схема покрытия;
- размеры колонн по высоте;
- типы колонн и размеры сечений их элементов;
- привязки колонн к разбивочным осям здания с учетом мостовых кранов;
- принципиальная схема вертикальных ограждающих конструкций;
- связи, обеспечивающие пространственную жесткость здания, и длина температурного блока.

В процессе выполнения курсового проекта студентам для расширения и углубления знаний рекомендуется использовать нормативную и методическую литературу, список которой приведен в конце книги. Помощь при компоновке конструктивной схемы здания может оказать атлас [4], разработанный на кафедре строительных конструкций и архитектуры ВлГУ.

Раздел 1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЯ

1.1. Задание на проектирование

Задание на проектирование согласуется с данными для рассматриваемого в процессе изложения рекомендаций примера:

- район строительства – г. Владимир;
- сетка колонн $l \times a$ – 24x12 м;
- размеры здания в плане $L_1 \times L_2$ – 48x120 м;
- грузоподъемность крана Q – 50/10 т;
- режим работы – 7 К [2];
- отметка низа стропильной конструкции H – 15,6 м;
- класс бетона: для колонн – В 25;
для стропильной конструкции – В 35;
- класс арматуры: стержневой ненапрягаемой – А-III;
стержневой напрягаемой – А-V;
проволоки – Вр-I;
- расчетное сопротивление грунта основания R_o – 2,8 кгс/см²;
- состав кровли.

Из данных видно, что требуется запроектировать двухпролетное одноэтажное здание (24 + 24) с одним температурным швом через 60 м.

Класс бетона принимается в соответствии с указаниями [1]. Для фундаментов можно применять класс бетона В 15 и В 20. Отметка низа стропильной конструкции задается кратной модулю 1,2 м.

Состав кровли зависит от района строительства в отношении теплоизоляционного материала и учитывается при сборе нагрузок на поперечную раму.

В зависимости от заданной грузоподъемности крана ($Q = 50/10$ т) из таблицы выписываются необходимые для расчета параметры (рис. 1.1)

$L_{кр} = 22,5$ м – пролет крана или расстояние по ширине пролета рамы между осями рельс (подкрановых балок);

$B_{кр} = 6,65$ м – ширина крана;

$K = 5,25$ м – расстояние между осями колес крана;

$H_{кр} = 3,15$ м – высота крана от верха головки рельса;

$B_1 = 0,26$ м – расстояние от оси рельса (подкрановой балки) до конца крана;

$P_n^{\max} = 46,5$ тс и $P_n^{\min} = 11,8$ тс – максимальное и минимальное давление колеса крана на рельс;

$G_{тел} = 16,0$ тс и $G_{кр} = 66,5$ – масса тележки и крана (общая);

Дополнительные ограничения по зазорам (см. рис. 1.1):

$a_1 = 150$ мм – расстояние от пола до верха фундамента;

$a_2 \geq 150$ мм – зазор между верхней точкой крановой тележки и низом железобетонной стропильной конструкции;

$a_3 \geq 60$ мм – зазор между краном и колонной;

$\lambda = 750$ мм – унифицированное расстояние между осями подкрановых путей и разбивочными осями;

$h_{п.б} = 1,4$ м и $h_{пб} = 1,0$ м – высота подкрановой балки при шаге колонн 12 м и соответственно 6 м;

$h_p = 150$ мм = 0,15 м – высота рельса.

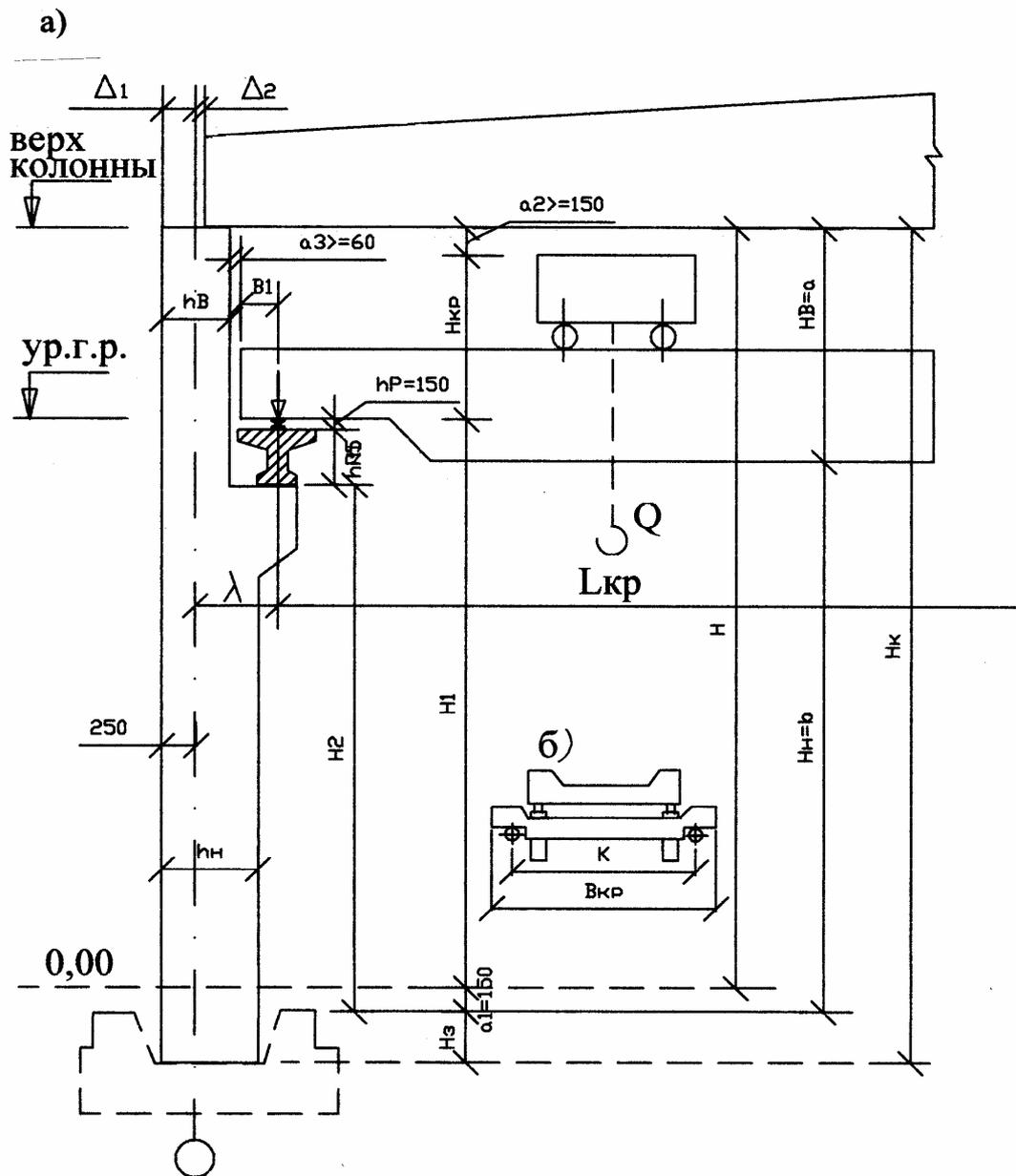


Рис. 1.1. К определению геометрических размеров при компоновке поперечной рамы:
 а – фрагмент поперечной рамы; б – схема разреза мостового крана

1.2. Компоновка покрытия. Система связей

В проекте рассматривается здание с беспрогонным покрытием из плоских линейных элементов, работающих по балочной схеме. Применяются три варианта компоновки:

- стропильные конструкции размещаются по направлению поперечной рамы (рис. 1.2, а), когда используются плиты размерами 6х3 м при ша-

ге стропильных конструкций 6 м или плиты размерами 12х3 м при шаге стропильных конструкций 12 м;

- стропильные конструкции (фермы или балки) размещаются также по направлению поперечной рамы с шагом 6 м, а шаг колонн (всех или только средних) – 12 м; в этом случае фермы опираются на подстропильные конструкции (рис. 1.2, б);

- по направлению поперечной рамы размещаются крупногабаритные плиты «на пролет» размерами 18х3 и 24х3 м, которые опираются на подстропильные (продольные) конструкции (фермы или балки), укладываемые на колонны (рис. 1.2, в).

- подстропильные конструкции – для пролета 6 м – балки, а для пролета 12 м – фермы;

- подкрановые балки – для пролета 6 и 12 м.

Одновременно с компоновкой и выбором конструктивной схемы производится разбивка здания на температурные отсеки и принимается система вертикальных и горизонтальных связей. Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами при расчетных зимних температурах наружного воздуха выше $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$, назначаемые без расчета конструкций на длине воздействия изменения температуры и усадки бетона, не должны превышать:

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

- для неотапливаемых зданий того же типа – 48 м.

Схема расположения вертикальных связей приведена на рис. 1.2, д. Функции горизонтальных связей выполняет жесткий диск покрытия, образованный совокупностью плит (панелей).

Для этого каждая плита должна прикрепляться через закладные детали сваркой к верхним поясам стропильных конструкций минимум в трех точках (узлах), а швы между плитами должны тщательно заполняться бетоном на мелком заполнителе класса В 10.

1.3. Размеры колонн по высоте

Расчет выполняется с использованием данных (см. п. 1.1 и рис. 1.1) до числовых значений для рассматриваемого примера.

Глубина заделки колонны в фундаменте H_3 принимается не менее 30 диаметров рабочей арматуры ветвей сквозных колонн и большему из двух размеров [4]

$$H_3 \geq 0,5 + 0,33 h_n \text{ или } H_3 \geq 1,5b.$$

Для рассматриваемого примера принимается (см. п. 1.4) высота сечения нижней ступени двухветвевой крайней колонны $h_n = 1,4$ м (рис. 1.3 и табл. 1.1), средней колонны $h_n = 1,9$ м (рис. 1.4 и табл. 1.2). Тогда для край-

ней колонны $H_{3,к} = 0,5 + 0,33 \cdot 1,4 = 0,97$ м (принимается $H_{3,к} = 1,0$ м); для средней колонны $H_{3,ср} = 0,5 + 0,33 \cdot 1,9 = 1,13$ м (принимается $H_3 = 1,15$ м).

Таблица 1.1

Высота от пола до низа стропильных конструкций H , м	Пролет здания, м	Грузоподъемность Q , т	Размеры колонны, мм
Шаг колонн 12 м			
10,8	18; 24	10; 20/5	$b = 500; h_B = 600; d = 300; h_H = 1400$
12,0	18; 24; 30	10; 20/5; 30/5	$b = 500; h_B = 600; d = 300; h_H = 1400$
13,2	18; 24; 30	10; 20/5; 30/5	$b = 500; h_B = 600; d = 300; h_H = 1400$
14,4	18; 24; 30	10; 20/5; 30/5	$b = 600; h_B = 600; d = 300; h_H = 1400$
15,6	18; 24; 30	30/5; 50/10	$b = 600; h_B = 600; d = 300; h_H = 1900$
16,8	24; 30	30/5; 50/10	$b = 600; h_B = 700; d = 350; h_H = 1900$
18,0	24; 30	30/5; 50/10	$b = 600; h_B = 700; d = 350; h_H = 1900$

Высота надкрановой части крайней и средней колонн:

$$H_B = h_{п.б} + h_p + H_{кр} + a_2 = 1,4 + 0,15 + 3,15 + 0,15 = 4,85 \text{ м,}$$

где зазор $a_2 \geq 150$ мм принимается в первом приближении минимальным.

Отметка уровня головки рельса:

$$H_1 = H - (H_{кр} + a_2) = 15,6 - (3,15 + 0,15) = 12,3 \text{ м.}$$

Размер от пола до низа подкрановой балки:

$$H_2 = H_1 - (h_{п.б} + h_p) = 12,3 - (1,4 + 0,15) = 10,75 \text{ м.}$$

Таблица 1.2

Высота от пола до низа стропильных конструкций H , м	Пролет здания, м	Грузоподъемность Q , т	Размеры колонны, мм
--	------------------	--------------------------	---------------------

Шаг колонн 6 м			
10,8	18; 24	10;20/5	$b = 400; h_B = 380; d = 200; h_H = 1000$
12,0	18; 24; 30	10; 20/5; 30/5	$b = 400; h_B = 380; d = 200; h_H = 1000$
12,2	18; 24; 30	10; 20/5; 30/5	$b = 400; h_B = 380; d = 200; h_H = 1000$
14,4	18; 24; 30	10; 20/5; 30/5	$b = 500; h_B = 380; d = 200; h_H = 1000$
15,6	24; 30	30/5; 50/10	$b = 500; h_B = 600; d = 250; h_H = 1300$
16,8	24; 30	30/5; 50/10	$b = 500; h_B = 600; d = 250; h_H = 1300$
18,0	24; 30	30/5; 50/10	$b = 500; h_B = 600; d = 250; h_H = 1300$
Шаг колонн 12 м			
10,8	18; 24	10; 20/5	$b = 500; h_B = 600; d = 250; h_H = 1300$
12,0	18; 24; 30	10; 20/5; 30/5	$b = 500; h_B = 600; d = 250; h_H = 1300$
13,2	18; 24; 30	10; 20/5; 30/5	$b = 500; h_B = 600; d = 300; h_H = 1400$
14,4	18; 24; 30	10; 20/5; 30/5	$b = 500; h_B = 600; d = 300; h_H = 1400$
15,6	18; 24; 30	30/5; 50/10	$b = 500; h_B = 600; d = 300; h_H = 1400$
16,8	24; 30	30/5; 50/10	$b = 600; h_B = 600; d = 300; h_H = 1400$
18,0	24; 30	30/5; 50/10	$b = 600; h_B = 600; d = 300; h_H = 1400$

При назначении этого размера должен соблюдаться модуль 200 мм. Поэтому окончательно принимается $a_2 = 300 \text{ мм} = 0,3 \text{ м}$ и уточняются вышевычисленные размеры (см. табл. 1.2.).

$$a = H_B = 4,85 + 0,15 = 5,0 \text{ м};$$

$$H_1 = 15,6 - (3,15 + 0,3) = 12,15 \text{ м};$$

$$H_2 = 12,15 - (1,4 + 0,15) = 10,6 \text{ м}.$$

Расчетная высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки:

$$v = H_H = H_2 + a_1 = 10,6 + 0,15 = 10,75 \text{ м}.$$

Здесь $a = H_B$, $v = H_H$ и $l = a + v$ – принятые обозначения в приложении 12 учебника [3], которые используются при расчете колонн поперечной рамы. Расчетная высота колонны от обреза фундамента до верха колонны

$$H_0 = l = H_H + H_B = 10,75 + 5,0 = 15,75 \text{ м}.$$

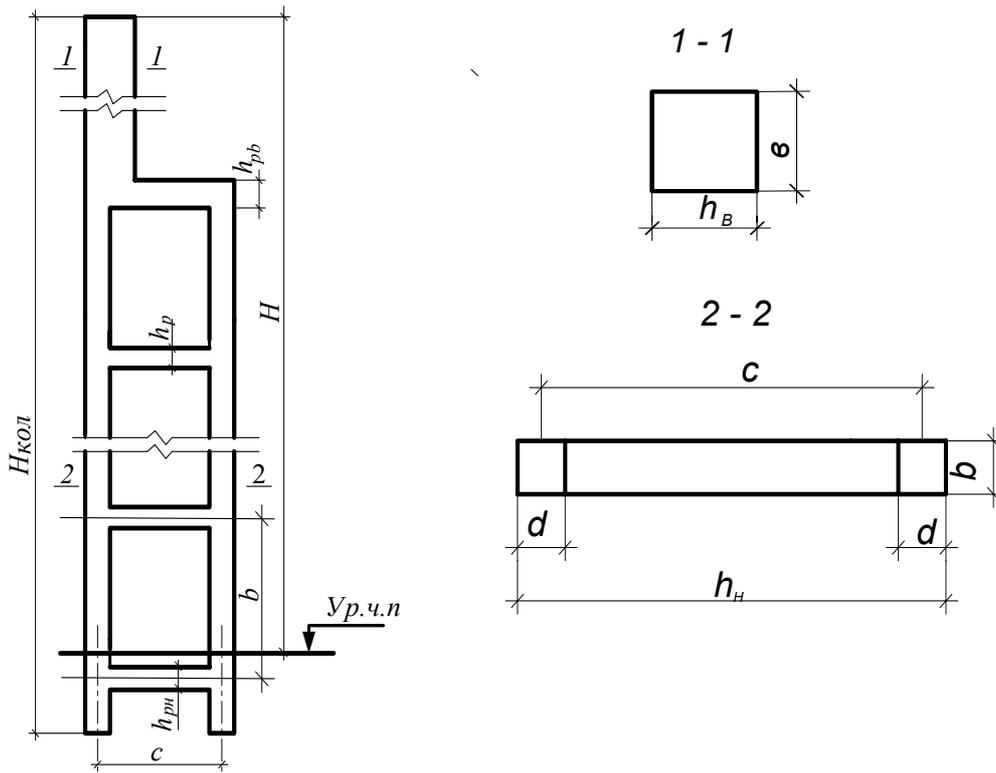


Рис. 1.3. Рекомендованные размеры крайних колонн для зданий с мостовыми кранами

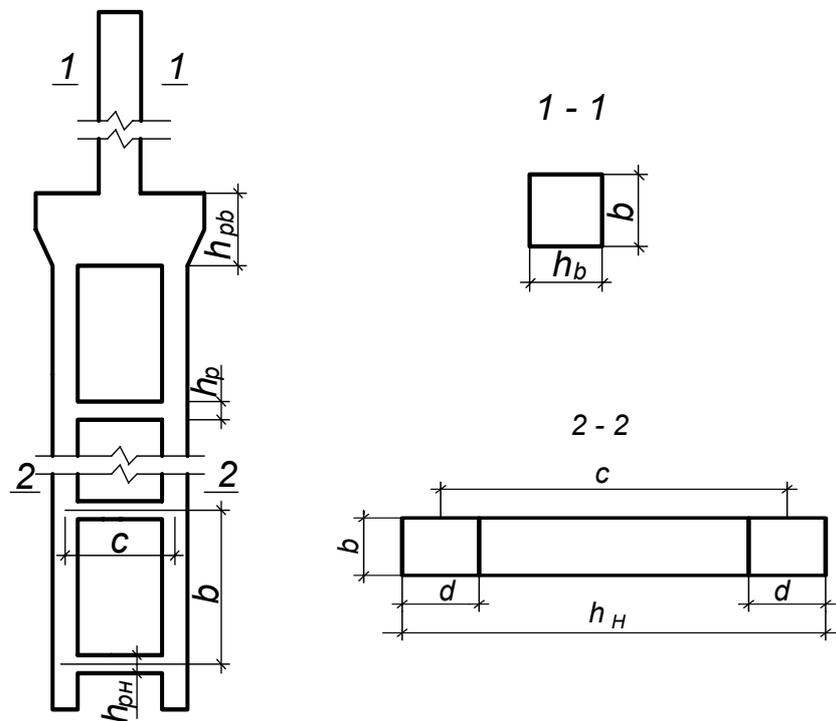


Рис. 1.4. Рекомендованные размеры двухветвевых средних колонн для зданий с мостовыми кранами

Конструктивная длина крайней колонны:

$$H_{\text{кон.к}} = H_0 + H_{3,\text{к}} = 15,75 + 1,0 = 16,75 \text{ м.}$$

Конструктивная длина средней колонны:

$$H_{\text{кон.с}} = H_0 + H_{3,\text{с}} = 15,75 + 1,15 = 16,9 \text{ м.}$$

Размещение крана в поперечной раме при нулевой привязке изображено на рис. 1.5.

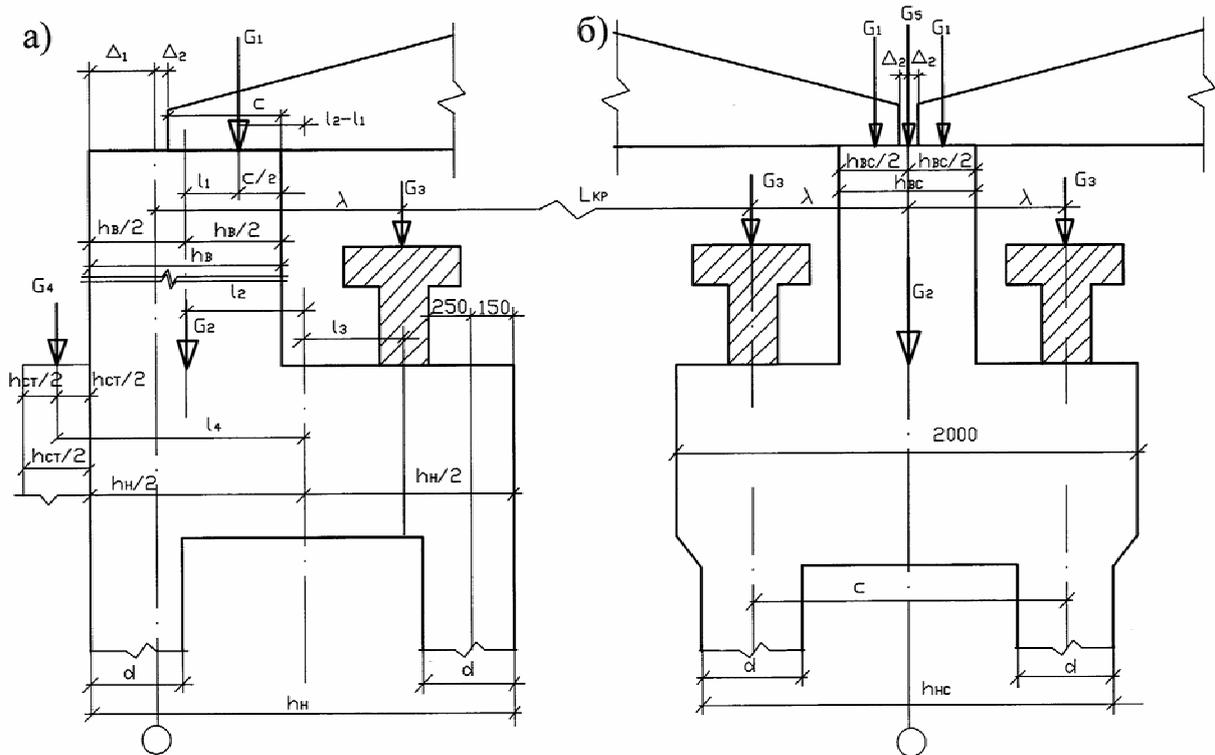


Рис. 1.5. К определению эксцентриситетов продольных сил в колоннах от постоянной нагрузки: а – крайняя колонна; б – средняя колонна

Зазор между краном и гранью колонны:

для крайней колонны

$$a_3^I = \lambda_1 - B_1 - h_B^K = 750 - 260 - 600 = -110 \text{ мм} < 60 \text{ мм, что недопустимо;}$$

для средней колонны

$$a_3^II = \lambda_1 - B_1 - h_B^C / 2 = 750 - 260 - 600 / 2 = 190 \text{ мм} > 60 \text{ мм} - \text{требование со-}$$

блюдается. Здесь h_B^K и h_B^C – высота сечения надкрановой части соответственно крайней и средней колонн.

Привязка крайнего ряда колонн к разбивочным осям окончательно принимается $\Delta_1 = 250$ мм. В этом случае

$$a_3^I = \lambda - B_1 - (h_B^K - \Delta_1) = 750 - 260 - (600 - 250) = 140 \text{ мм} > 60 \text{ мм. Требования к размещению (привязка) крана соблюдается.}$$

1.4. Типы колонн и размеры сечений их элементов

Сплошные колонны прямоугольного сечения рекомендуется принимать в бескрановых зданиях. В зданиях с мостовыми кранами они целесообразны при соблюдении следующих условий:

- грузоподъемность крана $Q < 30$ т;
- шаг колонн $a = 6$ м;
- высота от пола до низа стропильной конструкции $H < 14,4$ м.

В остальных случаях ($Q \geq 30$ т; $a = 12$ м; $H \geq 14,4$ м) принимаются, как правило, двухветвевые колонны (см. рис. 1.3, 1.4, 1.5 и 1.6). Принятие окончательного типа колонн должно быть обосновано расчетом по двум группам предельных состояний и удовлетворением их достаточной жесткости.

Жесткость подкрановой (нижней) части колонны считается достаточной, если высота сечения $h_H = (1/10 \dots 1/14)H_H$. Ширина колонны принимается до расчета равной $b = (1/25 \dots 1/30)H_0$ и должна быть не менее 400 мм для шага колонн 6 м и 500 мм для шага колонн 12 м для обеспечения передачи давления от крана с грузом на колонну.

Высоту сечения надкрановой (верхней) части колонны принимают в соответствии с обеспечением требуемой жесткости и унификации: для средних колонн $h_B = 500$ или 600 мм, для крайних колонн $h_B = 380$ или 600 мм.

Высоту сечения ветвей подкрановой (нижней) части двухветвевых колонн рекомендуют на основании опыта проектирования принимать $d = 250$ или 300 мм; высоту сечения распорки – $h_p = (1,5 \dots 2)d$; расстояние между осями распорок – $s = (8 \dots 10)d$, причем нижняя распорка должна располагаться ниже уровня пола, а первая наземная распорка – не ниже 1,8 м от уровня пола.

Для предварительного подбора сечений двухветвевых колонн можно использовать данные, приведенные на рис. 1.3 и рис. 1.4 [5].

При шаге колонн 12 м, грузоподъемности крана $Q = 50/10$ т и высоты от пола до низа стропильной конструкции 15,6 м принимаются следующие размеры:

для крайней колонны (см. рис. 1.3):

$$b = 500 \text{ мм}; h_B = 600 \text{ мм}; d = 300 \text{ мм}; h_H = 1400 \text{ мм};$$

для средней колонны (см. рис. 1.4):

$$b = 600 \text{ мм}; h_B = 600 \text{ мм}; d = 300 \text{ мм}; h_H = 1900 \text{ мм}.$$

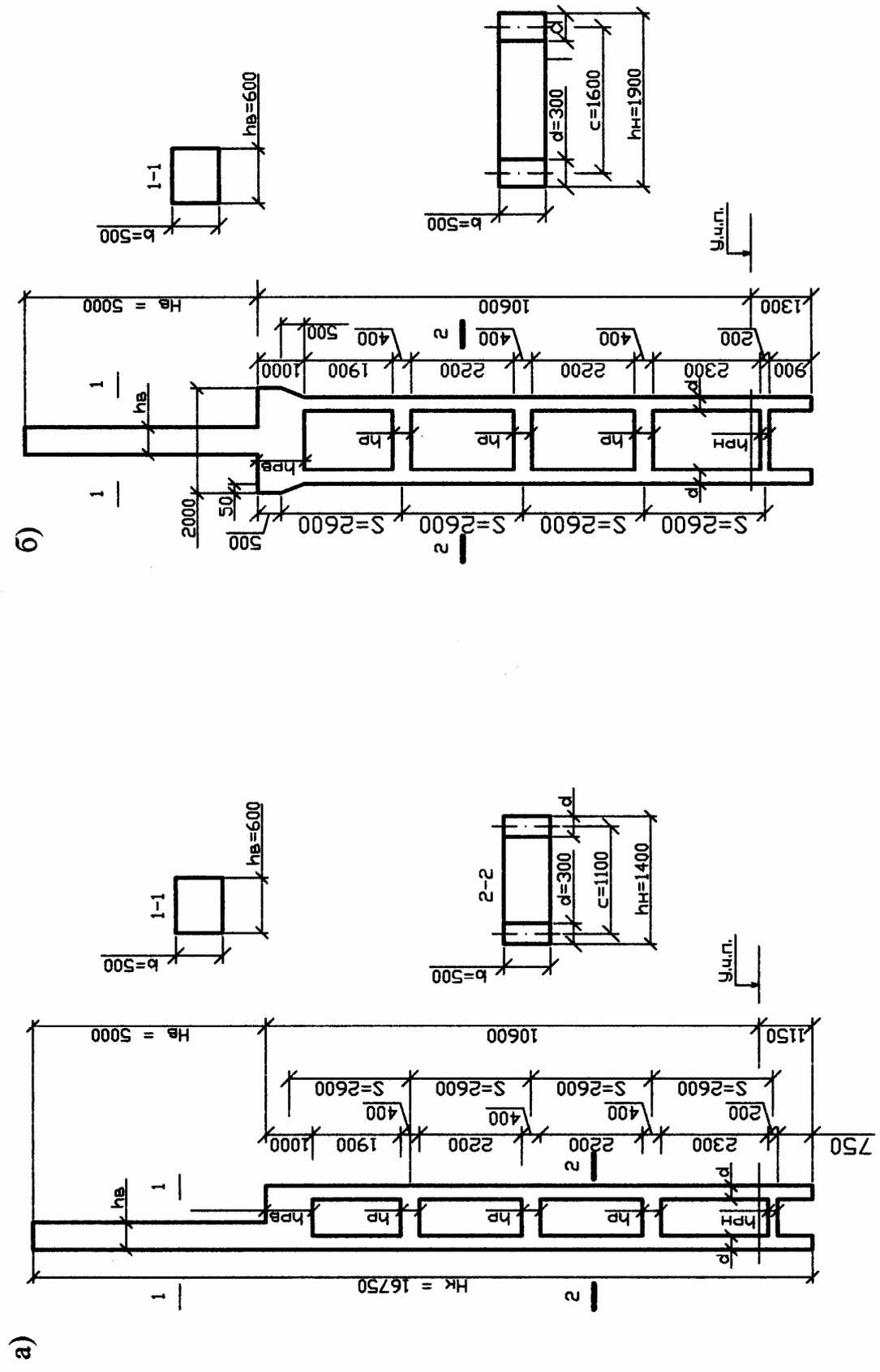


Рис. 1.6. Опалубочные чертежи колонн: а – крайняя колонна; б – средняя колонна

Остальные размеры назначаются в соответствии с вышеприведенными рекомендациями.

Опалубочный чертеж крайней колонны приведен на рис. 1.6, а. Ось подкрановой балки для соблюдения унифицированного размера $\lambda = 750$ мм смещена внутрь от оси ветви на расстояние 50 мм (см. рис. 1.5, а).

Передача давления от суммарной вертикальной (постоянной и временной) нагрузки на ветвь колонны обеспечивается верхней местной распоркой с высотой сечения $h_{рв} = 1000$ мм.

Для крайней колонны:

$c = 1100$ мм – расстояние между осями ветвей;

$s = 2600$ мм – расстояние между осями распорок.

Опалубочный чертеж средней колонны приведен на рис. 1.6, б. Как и для крайней колонны, верхняя распорка, имеющая высоту сечения $h_{рв} = 1000$ мм, проектируется как жесткий диск, а нижняя ($h_{рн} = 200$ мм) – более гибкой, чем рядовые распорки ($h_p = 400$ мм), так как она заливается бетоном в стакане фундамента.

Для средней колонны:

$c = 1600$ мм – расстояние между осями ветвей;

$s = 2600$ мм ($\approx 8,7d$) – расстояние между осями распорок.

Темы к самостоятельной работе

1. Основные несущие конструкции одноэтажного каркасного здания.
2. Типы колонн, назначение их размеров, привязка к координационным осям.
3. Типы строительных конструкций.
4. Плиты покрытия.
5. Обеспечение жесткости здания в поперечном и продольном направлениях.

Раздел 2. СБОР НАГРУЗОК НА ПОПЕРЕЧНУЮ РАМУ

2.1. Расчетная схема рамы

Выбор расчетной схемы связан с выполнением двух взаимоисключающих условий: минимального расхода материалов и технологичности основного решения. При массовом строительстве приоритет отдан второму

условию. Сопряжение ригеля рамы с колонной принято шарнирным, хотя жесткий узел позволил бы сократить расход железобетона. При наличии верхних шарниров для обеспечения геометрической неизменяемости рамы колонны должны жестко заделываться в фундаментах.

Рассматривается для примера двухпролетная рама (рис. 2.1).

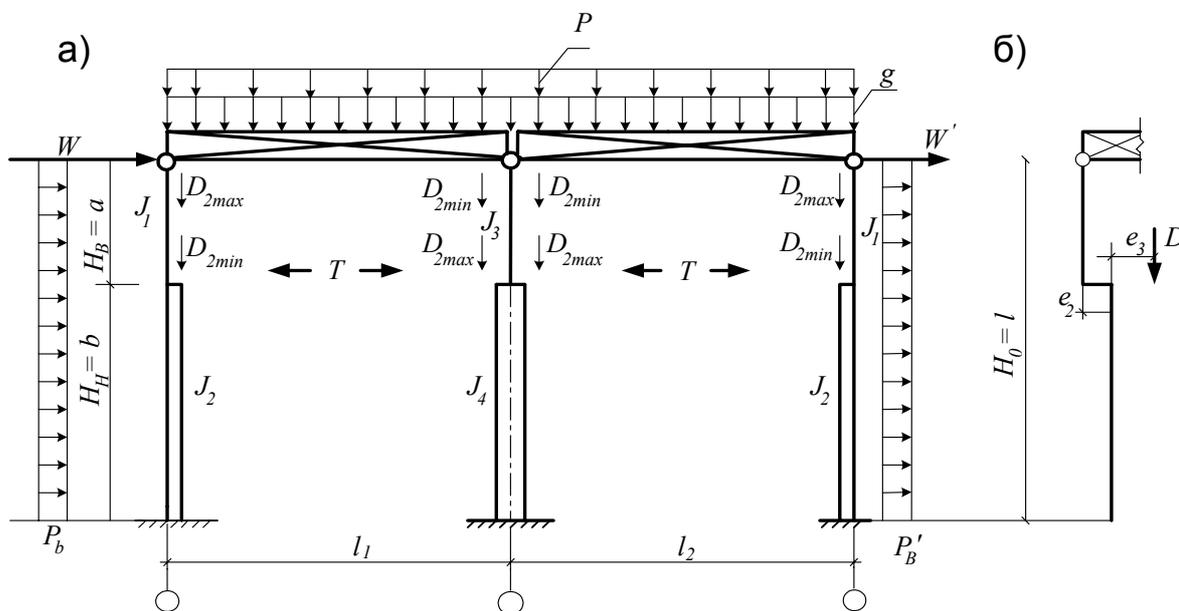


Рис. 2.1. Схема загрузки поперечной рамы: а – общая схема загрузки; б – геометрическая схема крайней колонны

Все виды нагрузок собираются на одну среднюю раму, то есть на ширину грузовой площади, равной шагу колонн ($a = 12$ м).

Приняты следующие обозначения:

g – интенсивность равномерно распределенной нагрузки на 1 пог.м. длины ригеля от собственной массы покрытия с учетом массы ригеля;

p – интенсивность равномерно распределенной снеговой нагрузки на 1 пог.м. длины ригеля;

W и W' – сосредоточенные силы от активного и пассивного давления ветра на шатер (выше отметки низа стропильной конструкции);

p_B и p'_B – интенсивность распределенной нагрузки на 1 пог.м. длины колонны от активного и пассивного давления ветра на продольные стены здания;

D_{max} и D_{min} – максимальное и минимальное давления крана на колонну;

T_1 и T_2 – горизонтальные нагрузки на колонны от торможения кранов соответственно в первом и втором пролете;

e_2 – расстояние (эксцентриситет) между осями верхней и нижней части крайней колонны;

e_3 и λ – расстояние от оси подкрановой (нижней) части колонны до оси подкрановой балки соответственно для крайней и средней колонны;

$H_o = H_v + H_n$ – расчетная длина колонн;

H_v и H_n – длины верхней и нижней частей колонн;

I_1, I_2, I_3, I_4 – моменты инерции соответствующих частей колонн.

Сбор нагрузок проводится с использованием норм [2].

2.2. Постоянная и временная снеговая нагрузки

В первом приближении подбирается типовая безраскосная ферма пролетом $l_n = 24$ м для шага колонн $a = 12$ м, воспринимающая расчетную равномерно распределенную нагрузку $q = 450$ кгс/м², без подвесных кранов и фонарей из справочника [5]. Ферма марки ФБ 24IV – 10 шириной $b = 280$ мм, объемом $V_{ф.п} = 5,7$ м³, весом $G_{ф.п} = 14,25$ тс.

Нормативная нагрузка от веса фермы на 1 м² покрытия

$$q_{ф.п} = G_{ф.п} / (l_n a) = 14,25 / (24 \cdot 12) = 0,0495 \text{ тс/м}^2.$$

Для III снегового района принимается [2] плита типа II размерами 12х3м:

$V_{пл.п} = 2,96$ м³; $G_{пл.п} = 7,4$ тс; $h_f = 30$ мм (толщина полки); $h_p = 455$ мм (высота продольных ребер). Нормативная нагрузка от веса плиты на 1 м² покрытия:

$$q_{пл.п} = \frac{G_{пл.п}}{l_{пл} b'_f} = 7,4 / (12 \cdot 3) = 0,2056 \text{ тс/м}^2.$$

Принятая конструкция кровли приведена на рис. 2.2.

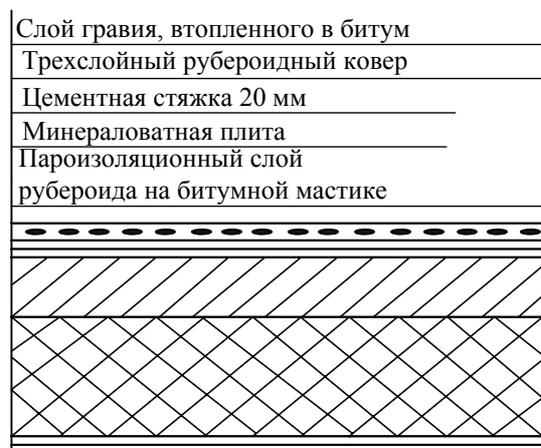


Рис. 2.2. Конструкция кровли

Нормативная нагрузка на 1 м² покрытия от веса элементов кровли: слой гравия, втопленного в битум – 0,016 тс/м²; слой рубероида на битумной мастике – 0,003 тс/м²; цементная стяжка – $g_{цс} = \delta_c \rho_{цс} = 0,02 \cdot 1,8 = 0,036$ тс/м²; утеплитель – $g_{уп} = \delta_y \rho_y = 0,15 \times 0,15 = 0,0225$ тс/м².

Учитывается возможное технологическое оборудование (различные трубопроводы, электрооборудование,

водопровод, вентиляция, пар и т.п.)

$$g_{оп} = 0,02 \text{ тс/м}^2.$$

Результаты сбора нагрузки на 1 м^2 покрытия вносятся в табл. 2.1.

Таблица 2.1

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, тс/м ²	Коэффициент надежности γ	Расчетная нагрузка, тс/м ²
1	Собственный вес фермы	0,0495	1,1	0,0544
2	Собственный вес плиты	0,2056	1,1	0,2261
3	Вес конструкции кровли:			
	а) слой гравия, втопленного в битум	0,0160	1,3	0,0208
	б) трехслойный рубероидный ковер	0,0090	1,3	0,0117
	в) цементная стяжка	0,0360	1,3	0,0468
	г) утеплитель – минераловатная плита	0,0225	1,3	0,0293
	д) пароизоляционный слой рубероида	0,0050	1,3	0,0065
	ИТОГО:	0,0885		0,1151
4	Подвесное технологическое оборудование	0,0200	1,2	0,0240
	ВСЕГО: Постоянная нагрузка	$q_{1n} = 0,3636$		$g_1 = 0,4196$
5	Снеговая нагрузка общая	$p_{1n} = 0,1000$	1,4	$p_1 = 0,1400$
	Длительно действующая часть	$p_{1nl} = 0,0300$	1,4	$p_{1l} = 0,0420$
	ВСЕГО: $q_{1n} = g_{1n} + p_{1n}$	0,4636	$q_1 = g_1 + p_1$	0,5596
	Длительно действующая часть $q_{1nl} = g_{1n} + p_{1nl}$	0,3936	$q_{1l} = g_1 + p_{1l}$	0,4616

Постоянная нагрузка на крайнюю колонну (см. рис. 1.1, табл. 2.1):
от покрытия нормативная

$$G_{1п} = 0,5 g_{1п} l a \gamma_{п} = 0,5 \cdot 0,3636 \cdot 24 \cdot 12 \cdot 0,95 = 49,74 \text{ тс};$$

расчетная $G_1 = 0,5 g_1 l a \gamma_{п} = 0,5 \cdot 0,4196 \cdot 24 \cdot 12 \cdot 0,95 = 57,401 \text{ тс}.$

Нагрузка от собственного веса надкрановой части колонны (см. рис. 1.1; 1.5,а; 1.6,а) определяется произведением объема конструкции на плотность железобетона (для тяжелого бетона $\rho_{жб} = 2,5 \text{ т/м}^3$) с учетом коэффициентов надежности по назначению $\gamma_{п} = 0,95$ и по материалу $\gamma_{жб} = 1,1$:

нормативная

$$G_{2п} = b h_B H_B \rho_{жб} \gamma_{п} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 5 \cdot 2,5 \cdot 0,95 = 3,563 \text{ тс};$$

расчетная

$$G_2 = G_{2п} \gamma_{жб} = 3,563 \cdot 1,1 = 3,919 \text{ тс}.$$

Нагрузка от верхнего участка стены выше отметки 10,6 м ($H_n = 10,75$ м). Высота $h_{ст} = 3,6$ м составлена из трех утепленных панелей шириной по 1,2 м (см. гл. 2.9 [5]) и остекления высотой $h_{ост} = 3,2$ м. Вес панелей: $g_{пан}^H = 0,25$ тс/м²; вес остекления в металлических переплетах: $g_{ост}^H = 0,05$ тс/м².

Расчетная нагрузка

$$G_4 = (g_{пан}^n h_{ст} + g_{ост}^n h_{ост}) a \gamma_{жб} \gamma_{п} =$$

$$= (0,25 \cdot 3,6 + 0,05 \cdot 3,2) \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 13,2924 \text{ тс.}$$

Нагрузка от веса подкрановой части колонны в сечении у обреза фундамента (см. рис. 1.2; 1.6, а).

Нормативная

$$G_{6п} = b(2dH_n + (h_n - 2d)(h_{рв} + 3h_p)) \rho_{жб} \cdot \gamma_{п} =$$

$$= 0,5 (2 \cdot 0,3 \cdot 10,75 + (1,4 - 2 \cdot 0,3)(1 + 3 \cdot 0,4)) 2,5 \cdot 0,95 = 9,749 \text{ тс.}$$

Расчетная $G_6 = G_{6п} \gamma_{жб} = 9,749 \cdot 1,1 = 10,742$ тс.

Нагрузка от собственного веса подкрановой балки собирается с использованием табл. 2.2 в зависимости от шага колонн и высоты сечения.

Таблица 2.2

Пролет 6 м			Пролет 12 м		
Сечение	Объем бетона, м ³	Масса, т	Сечение	Объем бетона, м ³	Масса, т
	1,68	4,2		4,6	11,5

При шаге колонн $a = 12$ м и высоте сечения $h = 1400$ мм
нормативная нагрузка: $G_{3п} = G_{пб} \gamma_n = 11,5 \cdot 0,95 = 10,925$ тс;
расчетная: $G_3 = G_{3п} \gamma_{жб} = 10,925 \cdot 1,1 = 12,018$ тс;
 $2G_{3п} = 21,85$ тс; $2G_3 = 24,036$ тс.

Нагрузка от нижнего участка стены ниже отметки 10,75 м

$$G_7 = (g_{\text{пан}}^n h_{\text{ст}} + g_{\text{ост}}^n h_{\text{ост}}) a \gamma_f \gamma_{\text{п}} =$$

$$= (0,25 \cdot 3,6 + 0,05 \cdot 7,15) 12 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 15,769 \text{ тс.}$$

Постоянная нагрузка на среднюю колонну (см. рис. 1.5, б; 1.6, б):

от покрытия нормативная:

$$G_{5\text{п}} = 2G_{1\text{п}} = 2 \cdot 49,74 = 99,481 \text{ тс;}$$

расчетная: $G_5 = 2G_1 = 2 \cdot 57,401 = 114,803 \text{ тс.}$

От собственного веса надкрановой части (такая же, как и для крайней колонны):

нормативная: $G_{2\text{п}} = 3,567 \text{ тс;}$

расчетная: $G_2 = 3,919 \text{ тс.}$

От собственного веса нижней ступени (у обреза фундамента, см. рис. 1.6)

нормативная:

$$G_{8\text{п}} = b(2dH_{\text{н}} + (h_{\text{н}} - 2d)(h_{\text{рв}} + 3h_{\text{р}} + h_{\text{рн}}) + (2 - h_{\text{н}})0,75h_{\text{рв}}) \rho_{\text{жб}} \gamma_{\text{п}} =$$

$$= 0,5(2 \cdot 0,3 \cdot 10,75 + (1,9 - 2 \cdot 0,3)(1 + 3 \cdot 0,4 + 0,2) + (2 - 1,9)0,75 \cdot 1) \times$$

$$\times 2,5 \cdot 0,95 = 11,453 \text{ тс;}$$

расчетная: $G_8 = G_{8\text{п}} \gamma_{\text{жб}} = 11,453 \cdot 1,1 = 12,5983 \text{ тс.}$

Нагрузка от снега передается с покрытия на колонны с грузовой площади $0,5 l a$ (для крайней) и $l a$ (для средней) (см. табл. 2.1):

$$P_{1n} = 0,5 P_{1n} l a \gamma_n = 0,5 \cdot 0,1 \cdot 24 \cdot 12 \cdot 0,95 = 13,68 \text{ тс;}$$

$$P_1 = P_{1n} \gamma_f = 13,68 \cdot 1,4 = 19,152 \text{ тс;}$$

$$2P_{1n} = 2 \cdot 13,68 = 27,36 \text{ тс; } 2P_1 = 2 \cdot 19,152 = 38,304 \text{ тс.}$$

2.3. Ветровая нагрузка (рис. 2.3, а)

Сбор ветровой нагрузки проводится в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85 [2]. Сначала устанавливается ветровой район по карте 3 «Районирование территории СССР по давлению ветра». Например, для города Владимира определен ветровой район I, для которого нормативное значение ветрового давления [2, табл. 5] $W_o = 23 \text{ кгс/м}^2$.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки [2, п. 6.3, формула (6)] $W_m = W_o k c$ на 1 м^2 площади стены.

Здесь k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте z , принимается из табл. 6 норм [2].

Для типа местности В (местность, равномерно покрытая препятствиями высотой более 10 м) (рис. 2.3, в)

$$\begin{aligned} k_1 &= 0,5 - \text{для } z_1 \leq 5 \text{ м}; & k_2 &= 0,65 - \text{для } z_2 = 10 \text{ м}; \\ k_3 &= 0,762 - \text{для } z_3 = 15,6 \text{ м}; & k_4 &= 0,85 - \text{для } z_4 = 20 \text{ м}. \end{aligned}$$

Значение коэффициента k для $z_3 = 15,6$ м определяется в соответствии с эпюрой W_m (рис. 2.3, в):

$$k_3 = k_2 + \frac{(z_3 - z_2)(k_4 - k_2)}{z_4 - z_2} = 0,65 + \frac{(15,6 - 10)(0,85 - 0,65)}{(20 - 10)} = 0,762.$$

Значения аэродинамических коэффициентов определяется с использованием схемы 2 прил. 4 норм [2]

$$c_e = 0,8; \quad c_{e3} = 0,5$$

$$(b/l = L_2/L_1 = 120/48 = 2,5 > 2 \text{ и } h_1/l = H/L_1 = 15,6/48 = 0,235 < 0,5).$$

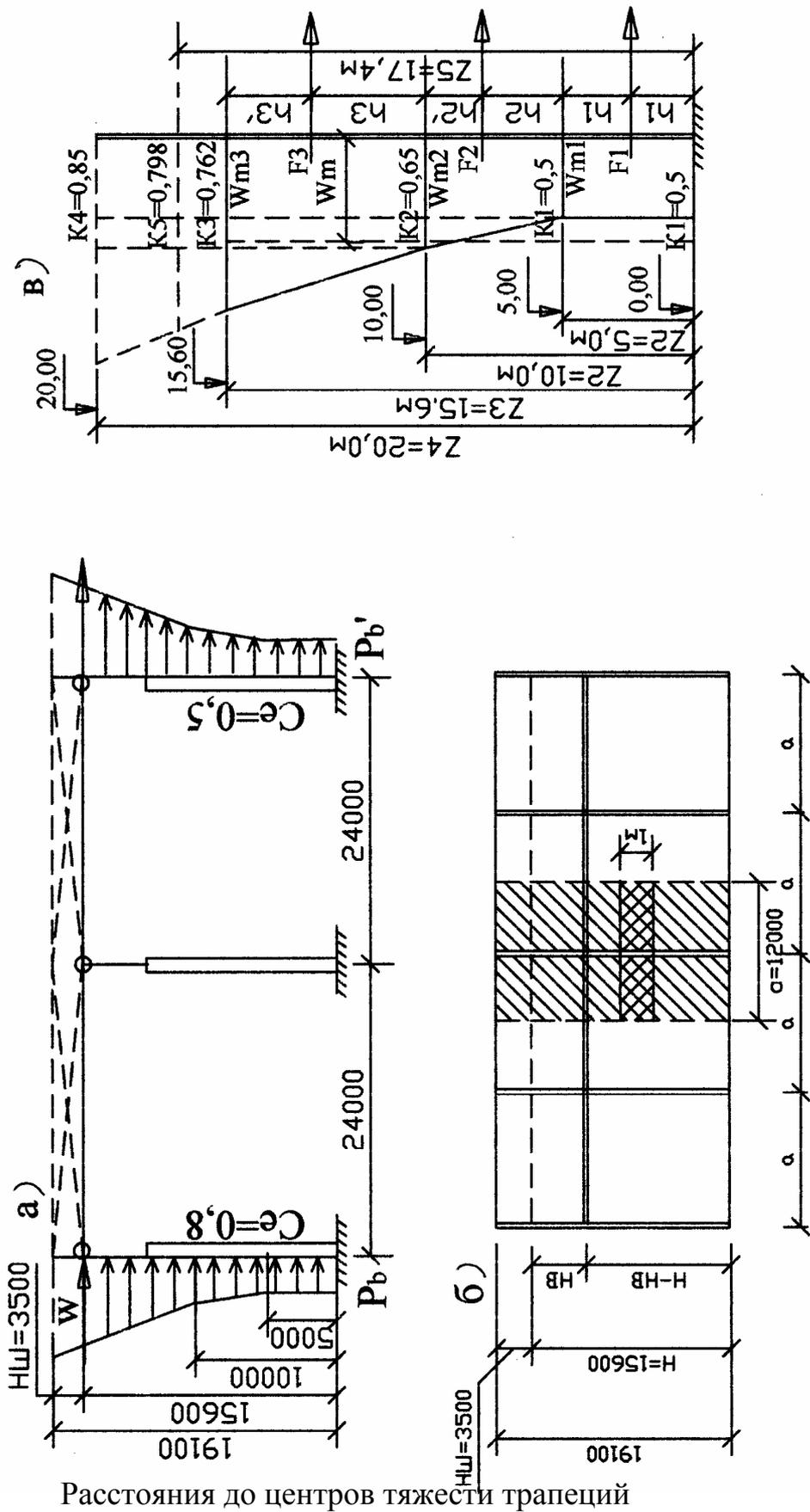
Вычисляются значения W_m (см. рис. 2.3, в) от активного давления ветра (на крайнюю левую колонну, рис. 2.1, а):

$$\begin{aligned} \text{на высоте } z_1 = 5 \text{ м} & \quad W_{m1} = W_o k_1 c_e = 23 \cdot 0,5 \cdot 0,8 = 9,2 \text{ кгс/м}^2; \\ \text{на высоте } z_2 = 10 \text{ м} & \quad W_{m2} = W_o k_2 c_e = 23 \cdot 0,65 \cdot 0,8 = 11,96 \text{ кгс/м}^2; \\ \text{на высоте } z_3 = 15,6 \text{ м} & \quad W_{m3} = W_o k_3 c_e = 23 \cdot 0,762 \cdot 0,8 = 14,02 \text{ кгс/м}^2; \\ \text{на высоте } z_4 = 20 \text{ м} & \quad W_{m4} = W_o k_4 c_e = 23 \cdot 0,85 \cdot 0,8 = 15,64 \text{ кгс/м}^2. \end{aligned}$$

Для использования в статических расчетах таблицы прил. 12 учебника [3] переменная по высоте ветровая нагрузка с наветренной стороны заменяется равномерно распределенной эквивалентной нагрузкой по моменту в заделке консольной балки длиной $H = 15,6$ м (рис. 2.3, в).

Равнодействующие усилия как площади трапеций

$$\begin{aligned} F_1 &= W_{m1} z_1 = 9,2 \cdot 5 = 46 \text{ кгс/м}; \\ F_2 &= (W_{m1} + W_{m2}) \frac{z_2 - z_1}{2} = (9,2 + 11,96) \frac{10 - 5}{2} = 52,9 \text{ кгс/м}; \\ F_3 &= (W_{m2} + W_{m3}) \frac{z_3 - z_2}{2} = (11,96 + 14,02) \frac{15,6 - 10}{2} = 72,744 \text{ кгс/м}. \end{aligned}$$



Расстояния до центров тяжести трапеций

Рис. 2.3. Определение ветровой нагрузки: а – схема загрузки рамы ветровой нагрузкой; б – грузовая площадь на одну раму; в – эпюра средней составляющей ветровой нагрузки

$$h_1 = z_1/2 = 5/2 = 2,5 \text{ м};$$

$$h_2 = \frac{(z_2 - z_1)(W_{m1} + 2W_{m2})}{3(W_{m2} + W_{m3})} = \frac{(10 - 5)(9,2 + 2 \cdot 11,96)}{3(9,2 + 11,96)} = 2,609 \text{ м};$$

$$h_3 = \frac{(z_3 - z_2)(W_{m2} + 2W_{m3})}{3(W_{m2} + W_{m3})} = \frac{(15,6 - 10)(11,96 + 2 \cdot 14,02)}{3(11,96 + 14,02)} = 2,874 \text{ м}.$$

Нормативное значение интенсивности эквивалентной равномерно распределенной средней составляющей ветровой нагрузки

$$\begin{aligned} W_m &= \frac{2M_{act}}{H^2} = \frac{2(F_1 h_1 + F_2(z_1 + h_2) + F_3(z_2 + h_3))}{H^2} = \\ &= \frac{2(46 \cdot 2,5 + 52,9(5 + 2,09) + 72,744(10 + 2,874))}{15,6^2} = 11,72 \text{ кгс/м}^2. \end{aligned}$$

Соответственно с заветренной стороны

$$W'_m = \frac{W_m c_{e3}}{c_e} = \frac{11,72 \cdot 0,5}{0,8} = 7,327 \text{ кгс/м}^2.$$

Расчетное значение интенсивности эквивалентной равномерно распределенной ветровой нагрузки на 1 п. м длины стойки рамы (высоты стены) (рис. 2.3, б):

- с наветренной стороны

$$p_B = W_m \alpha \gamma_f \gamma_n = 11,72 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 187,05 \text{ кгс/м} = 0,18705 \text{ тс/м};$$

- с заветренной стороны

$$p'_B = p_B \frac{c_{e3}}{c_e} = -0,18705 \cdot 0,5/0,8 = -0,1169 \text{ тс/м},$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по ветровой нагрузке;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению здания (сооружения).

Расчетная ветровая нагрузка, действующая выше отметки низа стропильной конструкции ($H = 15,6$ м), прикладывается к верху колонны как сосредоточенная сила W (см. рис. 2.3, а). Высота парапета принимается

равной 1,8 м, а его отметка от уровня пола $z_5 = 15,6 + 1,8 = 17,4$ м (см. рис. 2.3, в). Коэффициент, учитывающий тип местности на отметке 17,4 м:

$$k_5 = k_3 + \frac{(z_5 - z_3)(k_4 - k_3)}{z_4 - z_3} = 0,762 + \frac{(17,4 - 15,6)(0,85 - 0,762)}{(20 - 15,6)} = 0,798;$$

нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки на этом уровне

$$W_{m5} = W_0 k_5 c_e = 23 \cdot 0,798 \cdot 0,8 = 14,683 \text{ кгс/м}^2.$$

Сосредоточенная сила, учитывающая как активное, так и пассивное давление ветра:

$$W = \frac{(W_{m3} + W_{m5})}{2} (z_5 - z_3) (c_e + c_{e3}) a \gamma_f \gamma_n = \frac{(14,02 + 14,683)}{2} \times \\ \times (17,4 - 15,6) (0,8 + 0,5) \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 535,977 \text{ кгс} = 0,536 \text{ тс}.$$

2.4. Нагрузки от мостовых кранов

Определяются вертикальные и горизонтальные нагрузки на колонны. Необходимые данные, выписанные из табл. 1.1 (рис. 2.4, б), приведены в п. 1.1. Коэффициент динамичности $k_d = 1$ (п. 49 [2]) при определении расчетной поперечной тормозной силы на одно колесо

$$T_{\max} = \frac{(Q + G_{\text{тел}}) \gamma_f \gamma_n k_d}{20m} = \frac{(50 + 16) 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1}{20 \cdot 2} = 1,724 \text{ тс},$$

где $Q = 50$ тс – грузоподъемность крана;

$G_{\text{тел}} = 16$ тс – вес тележки;

$m = 2$ – число колес с одной стороны крана;

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению для II класса ответственности зданий и сооружений.

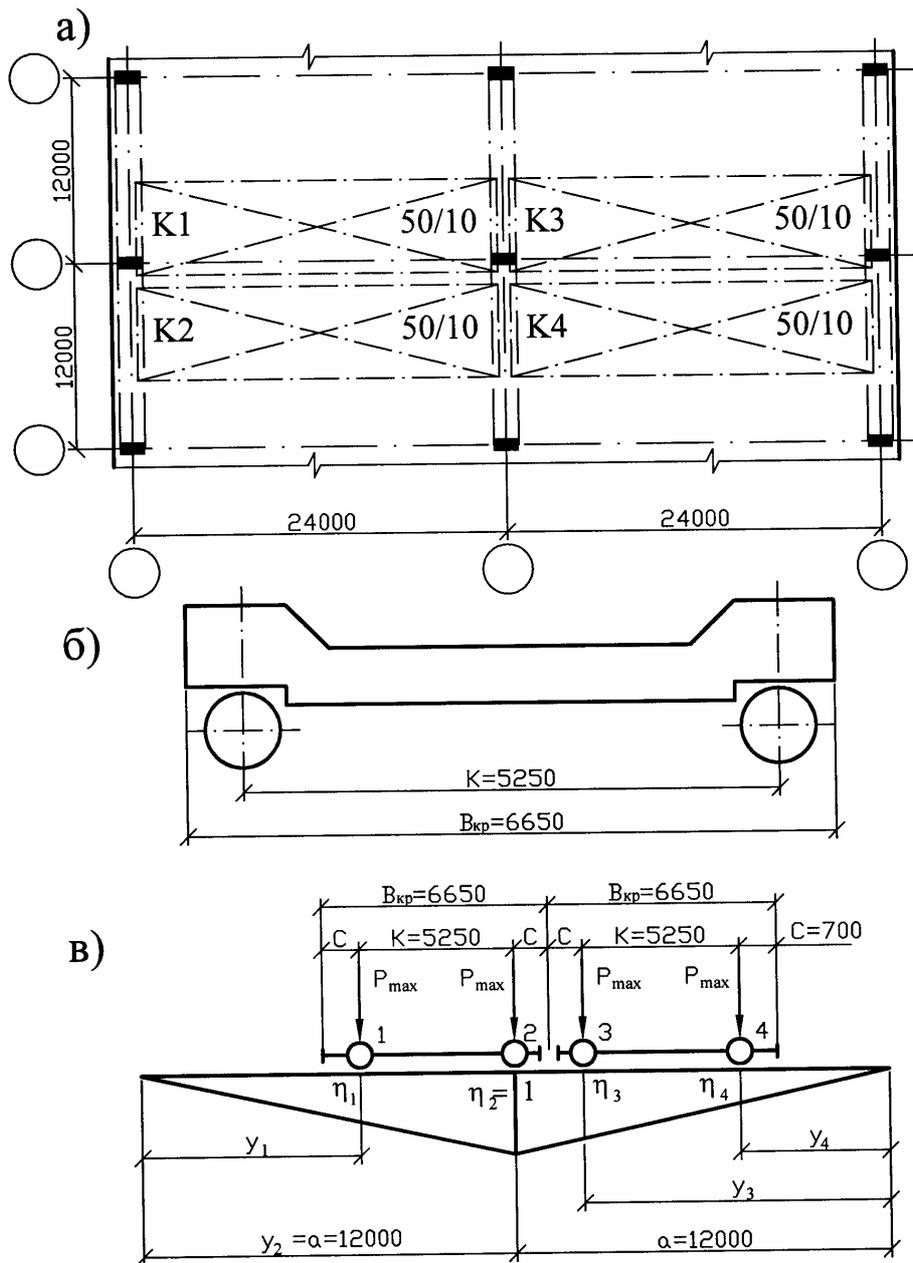


Рис. 2.4. Определение крановой нагрузки: а – фрагмент плана одноэтажного двухпролетного производственного здания; б – поперечные размеры крана; в – линия влияния давления на колонну и установка крановой нагрузки в невыгодное положение

Расчетные максимальное и минимальное давления на одно колесо

$$P_{\max} = P_n^{\max} \gamma_f \gamma_n = 46,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 48,6 \text{ тс};$$

$$P_{\min} = P_n^{\min} \gamma_f \gamma_n = 11,8 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 12,33 \text{ тс}.$$

Для определения давления мостовых кранов на колонну используется линия влияния давления (рис. 2.4, в):

$$y_1 = a - K = 12 - 5,25 = 6,75 \text{ м}; \quad y_2 = a = 12 \text{ м};$$

$$c = \frac{B_{\text{кр}} - K}{2} = \frac{6,65 - 5,25}{2} = 0,7 \text{ м}; \quad y_3 = a - 2c = 12 - 2 \cdot 0,7 = 10,6 \text{ м};$$

$$y_4 = y_3 - K = 10,6 - 5,25 = 5,35 \text{ м}; \quad \eta_2 = 1; \quad \eta_1 = \frac{y_1 \eta_2}{a} = \frac{6,75 \cdot 1}{12} = 0,5625;$$

$$\eta_3 = \frac{y_3 \eta_2}{a} = \frac{10,6 \cdot 1}{12} = 0,8833; \quad \eta_4 = \frac{y_4 \eta_2}{a} = \frac{5,35 \cdot 1}{12} = 0,4458.$$

$$\eta_k = \eta_1 + \eta_2 + \eta_3 + \eta_4 = 0,5625 + 1 + 0,8833 + 0,4458 = 2,89.$$

На крайнюю колонну с учетом двух сближенных кранов (см. рис. 2.4, а) и коэффициента сочетания для группы режимов работы кранов 7 к $\psi_2 = 0,95$ (п. 4.17 [2]) максимальное и минимальное давления кранов определяются по следующим формулам:

$$D_{\text{max},2} = P_{\text{max}} \psi_2 \eta_k = 48,6 \cdot 0,95 \cdot 2,89 = 133,43 \text{ тс};$$

$$D_{\text{min},2} = P_{\text{min}} \psi_2 \eta_k = 12,33 \cdot 0,95 \cdot 2,89 = 33,85 \text{ тс}.$$

Максимальное и минимальное давления на среднюю колонну с учетом четырех сближенных кранов и коэффициента сочетания $\psi_4 = 0,8$

$$D_{\text{max},4} = 2P_{\text{max}} \psi_4 \eta_k = 2 \cdot 48,6 \cdot 0,8 \cdot 2,89 = 224,73 \text{ тс};$$

$$D_{\text{min},4} = 2P_{\text{min}} \psi_4 \eta_k = 2 \cdot 12,33 \cdot 0,8 \cdot 2,89 = 57,01 \text{ тс}.$$

Соответственно вычисляется горизонтальная нагрузка T от торможения двух спаренных кранов

$$T = T_{\text{max}} \cdot \psi_2 \cdot \eta_k = 1,724 \cdot 0,95 \cdot 2,89 = 4,733 \text{ тс}.$$

Темы к самостоятельной работе

1. Поперечная рама здания.
2. Определение нагрузок на раму: постоянной, снеговой, ветровой.
3. Определение нагрузок от мостовых кранов.

Раздел 3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ОДНОЭТАЖНЫХ РАМ

3.1. Общие положения

В качестве расчетной схемы рассматривается (для примера) двухпролетная рама с шарнирным сопряжением разрезного ригеля со стойками и жесткой заделкой последних в фундаментах (см. рис. 2.1, п. 2.1). Ригели рамы (для упрощения расчета) принимаются абсолютно недеформируемыми (жесткими) в своей плоскости, что не всегда соответствует действительности.

Для раскрытия статической неопределимости используется метод сил (в учебнике [3] – метод деформаций). В качестве основных неизвестных выбираются нормальные усилия в ригелях (аналогично затяжке в двухшарнирной арке) X_1, X_2 . Основная система изображена на рис. 3.1, а.

Канонические уравнения метода сил, учитывая устранение «лишних» связей, выражают условия равенства нулю суммарных (от нагрузок и от основных неизвестных) перемещений по направлению каждого основного неизвестного усилия.

Для рассматриваемого случая эти уравнения имеют следующий вид:

$$\begin{aligned} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + \delta_{1q} &= 0; \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + \delta_{2q} &= 0, \end{aligned} \quad (3.1)$$

где $\delta_{ik} = \delta_{ki}$ – взаимные перемещения верхних концов колонн от единичных неизвестных по направлению того неизвестного, номер которого соответствует первой цифре индекса при коэффициенте;

δ_{1q}, δ_{2q} – взаимные перемещения верхних концов колонн по направлению соответствующих неизвестных, вызываемые внешней нагрузкой.

Коэффициенты можно вычислить, применяя интеграл Мора и способ Верещагина [13]. Так как двухветвевые (сквозные) колонны представляют собой статически неопределимую стержневую систему (раму в раме), то для учета местной деформации предлагается использовать приближенный способ, подробно изложенный в учебнике [3, п. 13.2 и таблица прил. 12].

В этой таблице приводятся значения реакций в стерженьках-связях, препятствующих горизонтальному смещению верха колонны (рис. 3.1, в).

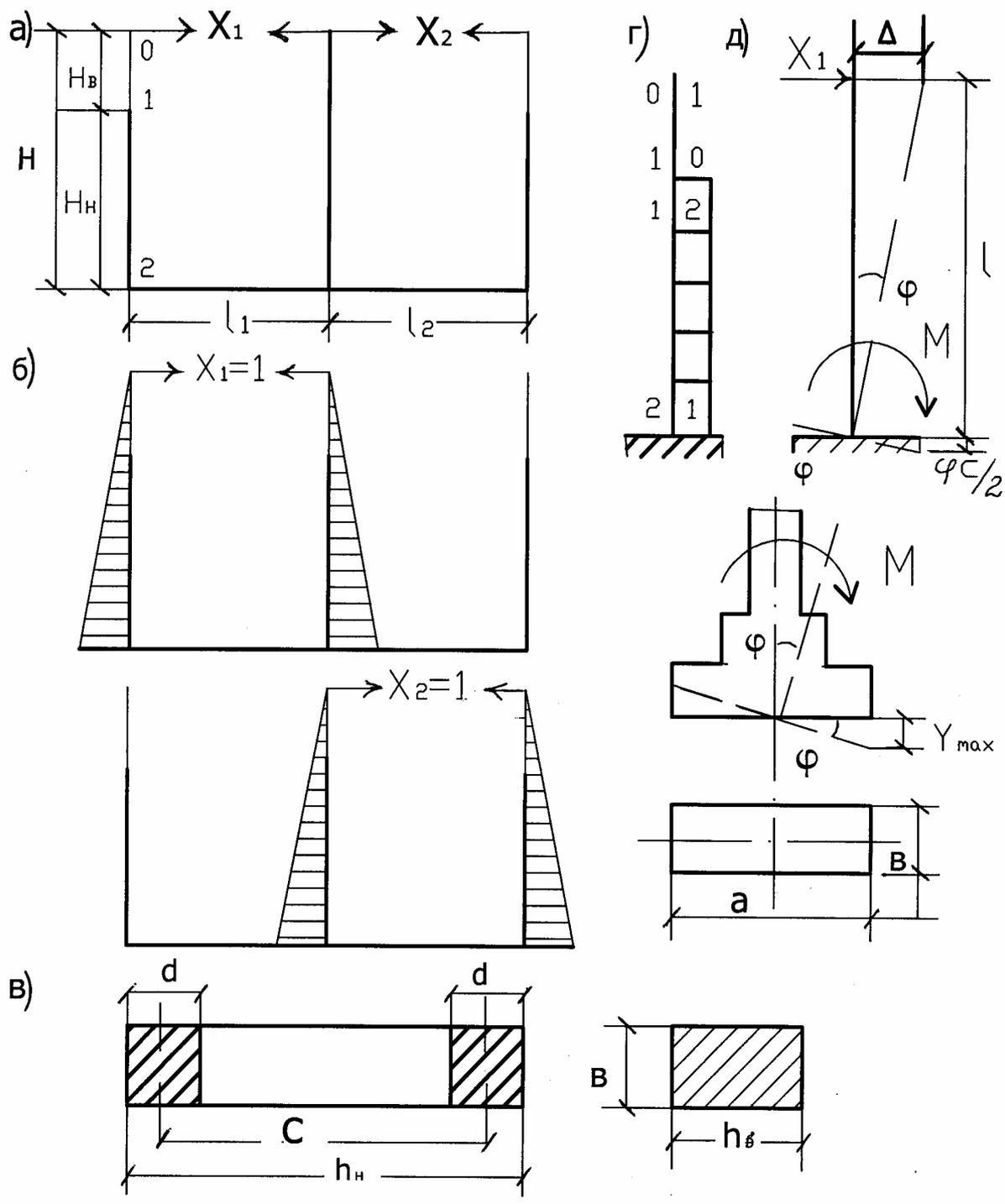


Рис. 3.1. К статическому расчету рамы: а – основная система; б – эпюры M от $X_1 = 1$ и $X_2 = 1$; в – поперечные сечения нижней и верхней ступени колонны; г – номера сечений колонны; д – к учету поворота фундамента

При воздействии по методу деформаций единичным перемещением $\Delta = 1$ реакция определяется по следующей формуле:

$$R_{\Delta} = r_{11} = \frac{3E_b I_H}{l^3(1+k+k_1)}, \quad (3.2)$$

где (см. рис. 1.2, 1.6, 3.1, в) E_b – начальный модуль упругости бетона;

$I_H \cong \frac{b \cdot d \cdot c^2}{2}$ – момент инерции нижней части колонны (в таблице прил. 12

[3] вместо I_H по ошибке напечатано I_B);

b и d – ширина и высота сечения ветви;

$c = (h_H - d)$ – расстояние между осями ветвей;

h_H – высота сечения двухветвевой (нижней) части колонны;

l – длина колонны;

$k = \alpha^3 \left(\frac{I_H}{I_B} - 1 \right)$ – коэффициент, учитывающий переменное сечение колонны

по высоте (при постоянном сечении $I_H = I_B$ и $k = 0$);

$I_B = \frac{bh_B^3}{12}$ – момент инерции верхней части колонны;

h_B – высота сечения верхней части колонны;

$\alpha = \frac{H_B}{l}$; H_B – высота верхней части колонны;

$k_1 = \frac{(1-\alpha^3)I_H}{8n^2I}$ – коэффициент, учитывающий уменьшение жесткости

сквозной колонны в целом по сравнению со сплошной (для сплошной $n \rightarrow \infty$ и $k_1 \rightarrow 0$);

n – число распорок двухветвевой колонны (число панелей);

$I = \frac{bd^3}{12}$ – момент инерции ветви.

Перемещение верха колонны как консоли (см. рис. 3.1, а) от $X_1 = 1$ (см. формулу (3.2)).

$$\delta_{11} = \frac{1}{r_{11}} = \frac{l^3(1+k+k_1)}{3E_b I_H}. \quad (3.3)$$

Перемещение верха колонны в основной системе от момента M_o , приложенного на конце консоли

$$\delta_{1M_o} = \delta_{11} \cdot R_{M_o} = \frac{l^3(1+k+k_1)}{3E_b I_H} \cdot \frac{3M_o(1+k/\alpha)}{2l(1+k+k_1)} = \frac{l^2 M_o(1+k/\alpha)}{2E_b I_H},$$

где формула для реакции R_{M_o} переписана из таблицы прил. 12 [3].

Аналогично выводятся формулы для определения перемещения верха колонны в основной системе и для других воздействий (табл. 3.1).

Значения основных неизвестных для двухпролетных рам могут быть определены решением канонических уравнений (3.1) с использованием определителей

$$X_1 = -\frac{D_{q1}}{D_{12}}, \quad X_2 = -\frac{D_{q2}}{D_{12}}, \quad (3.4)$$

$$\text{где } D_{12} = \begin{vmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{11} \end{vmatrix}; \quad D_{q1} = \begin{vmatrix} \delta_{1q} & \delta_{12} \\ \delta_{2q} & \delta_{11} \end{vmatrix}; \quad D_{q2} = \begin{vmatrix} \delta_{11} & \delta_{1q} \\ \delta_{21} & \delta_{2q} \end{vmatrix}.$$

Если крайние колонны запроектированы одинаковыми, вычисление детерминанта системы можно упростить, учитывая, что $\delta_{11} = \delta_{22} = \delta_{11}^l + \delta_{11}^c$ и $\delta_{12} = \delta_{21} = -\delta_{11}^c$:

$$\begin{aligned} D_{12} &= \delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12} \delta_{21} = \delta_{11}^2 - \delta_{12}^2 = (\delta_{11}^l + \delta_{11}^c)^2 - (-\delta_{11}^c)^2 = \\ &= \delta_{11}^l (\delta_{11}^l + 2\delta_{11}^c)^2, \end{aligned} \quad (3.5)$$

где δ_{11}^l и δ_{11}^c - перемещения верха левой (крайней) и средней колонн от действия $X_1 = 1$ в основной системе (см. рис. 3.1, б).

В случае действия симметричной внешней нагрузки (постоянная или снеговая без снеговых мешков, или от четырех кранов с максимальным давлением на среднюю колонну) крайние колонны будут загружены одинаково. Упрощение достигается за счет того, что $\delta_{1q}^n = \delta_{2q}^n$ и $\delta_{1q}^c = \delta_{2q}^c = 0$.

Соответственно

$$D_{q1} = D_{q2} = \delta_{1q}^n \delta_{22} - \delta_{12} \delta_{2q}^n = \delta_{1q} (\delta_{11}^n + 2\delta_{11}^c).$$

Подставляя полученные результаты в зависимости (3.5), выводится упрощенная формула основных неизвестных:

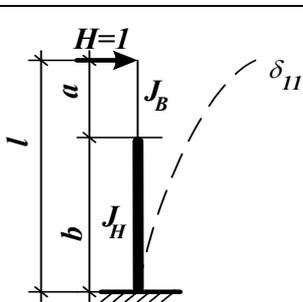
$$X_1 = X_2 = -D_{q1} / D_{12} = -\delta_{1q}^n (\delta_{11}^n + 2\delta_{11}^c) / (\delta_{11}^n (\delta_{11}^n + 2\delta_{11}^c)) = -\delta_{1q}^n / \delta_{11}^n.$$

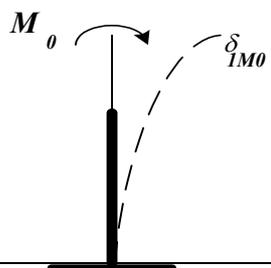
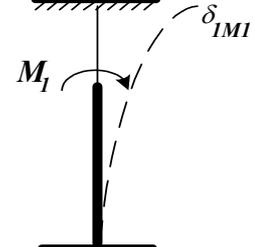
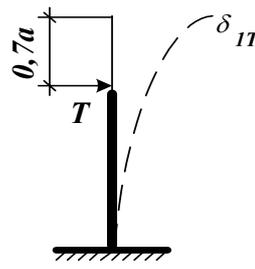
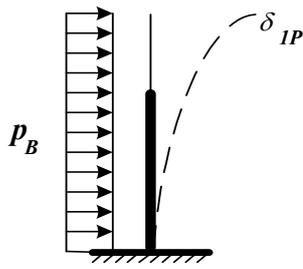
Вводится нумерация сечений колонн (см. рис. 3.1, а): верх колонны – 0, на уровне ступени – 1 и на уровне верхнего обреза фундамента – 2. В общем случае усилия в колоннах определяются для четырех сечений: 01, 10, 12, 21 (см. рис. 3.1, г).

Из табл. 3.1 вычисляем

$$\delta_{11}^n = \frac{l^3(1+k+k_1)}{3E_b I_H} \text{ и } \delta_{1q}^n = \frac{l^2 [M_o(1+k/\alpha) + M_1(1-\alpha^2)]}{2E_b I_H}. \quad (3.6)$$

Таблица 3.1

Формулы расчета двухветвевых ступенчатых колонн	
Схема загрузки	Перемещения верхнего конца колонны
	$\delta_{11} = \frac{l^3(1+k+k_1)}{3E_b I_H}$

Формулы расчета двухветвевых ступенчатых колонн	
Схема загрузки	Перемещения верхнего конца колонны
	$\delta_{1M_0} = \frac{l^2 M_0 (1 + k/\alpha)}{2E_b I_H}$
	$\delta_{1M_1} = \frac{l^2 M_1 (1 - \alpha^2)}{2E_b I_H}$
	$\delta_{1T} = \frac{l^3 T (1 - \alpha + k_1)}{3E_b I_H}$
	$\delta_{1p} = \frac{l^3 p_B [1 + \alpha k + 1,33(1 + \alpha)k_1]}{8E_b I_H}$

После подстановки этих выражений в (3.5) основные неизвестные для рассматриваемой симметричной задачи определяются по готовой формуле

$$X_1 = X_2 = -\frac{1,5 [M_0 (1 + k/\alpha) + M_1 (1 - \alpha^2)]}{l(1 + k + k_1)}. \quad (3.7)$$

Здесь M_0 и M_1 – значения изгибающих моментов в основной системе от заданного нагружения в 0 и 1 сечениях (см. рис. 3.1, а, г).

В результате упругих свойств грунта фундаменты под действием приложенных моментов поворачиваются, что вызывает изменения величин усилий и моментов в сечениях элементов рамы (см. рис. 3.1, д). Предлагаемый метод учета податливости грунта основан на гипотезе пропорциональности между напряжениями в грунте и его осадкой

$$y = \sigma / C ,$$

где y – величина осадки произвольной точки подошвы фундамента;

σ – напряжение грунта под подошвой фундамента;

C – коэффициент пропорциональности, называемый коэффициентом постели.

При учете поворота фундамента этот метод дает достаточно точные для практики результаты, если правильно принять коэффициент постели (табл. 3.2).

Таблица 3.2

Плотность грунта	Примерный перечень грунтов	Коэффициент постели, кгс/м ³
Грунт малой плотности	Плывун, свеженасыпной грунт, мокрая глина	0,1 – 0,5
Грунт средней плотности	Песок средней плотности, глина влажная	0,5 – 5
Грунт плотный	Песок плотно слежавшийся, глина малой влажности	5 – 10
Грунт весьма плотный	Искусственно уплотненные песчаные, глинистые грунты, глина	10 – 20

При пользовании табл. 3.2 необходимо учитывать, что $1 \text{ кгс/см}^3 = 1000 \text{ тс/м}^3 = 10000 \text{ кН/м}^3$.

При строительстве одноэтажного производственного здания с мостовыми кранами грузоподъемностью 50 т до бетонирования фундамента предусматривается слой утрамбованного песка и слой тощего бетона. Поэтому можно принять в расчетах $C = 10 \dots 20 \text{ кгс/см}^3$.

Фундамент под действием момента M поворачивается вокруг оси, расположенной в плоскости подошвы, на угол ψ (см. рис. 3.1, д). Из сопромата известно, что

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} = \frac{6M}{ba^2},$$

где a и b – стороны подошвы фундамента.

Из треугольника $\operatorname{tg}\psi \approx \psi = \frac{2y_{\max}}{a}$. Подставляя $y = \frac{\sigma}{C}$, определяется угол поворота от силы X , приложенной к верху колонны:

$$\psi = \frac{2y_{\max}}{a} = \frac{2\sigma_{\max}}{aC} = \frac{12M}{ba^3C} = \frac{M}{CI_{\phi}} = \frac{X_1 l}{CI_{\phi}},$$

где l – длина колонны;

$$I_{\phi} = \frac{ba^3}{12} - \text{момент инерции площади подошвы фундамента};$$

X_1 – основное неизвестное (см. рис. 3.1, а, б, в).

$$\text{Для } X_1 = 1, M = X_1 l \text{ и } \psi_1^{\phi} = \frac{l}{CI_{\phi}} \text{ перемещение } \Delta\delta_{11}^k = \psi_1^{\phi} l = \frac{l^2}{CI_{\phi}}.$$

3.2. Коэффициенты канонических уравнений (3.1) при неизвестных (см. рис. 3.1, а, б, в; табл. 3.1)

Данные для расчета рассматриваемого примера приведены на рис. 1.2, 1.5, 1.6, 3.1 и в задании на проектирование. Вычисляются коэффициенты и геометрические характеристики по формулам (3.2), (3.3) и табл. 3.1.

Для колонн задан класс бетона В 25, чему соответствует начальный модуль упругости бетона [1]:

$$E_b = 3,06 \cdot 10^6 \text{ тс/м}^2 = 3,06 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2 = 3,06 \cdot 10^4 \text{ МПа} = 3,06 \cdot 10^6 \text{ тс/м}^2.$$

Геометрические характеристики:

$$\alpha = H_B / l = 5 / 15,75 = 0,31746;$$

$$I_1 = I_3 = I_B^I = I_B^C = I_B = bh_B^3 / 12 = 0,5 \cdot 0,6^3 / 12 = 0,009 \text{ м}^4;$$

$$I_2 = I_H^I = dbc_1^2 / 2 = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,1^2 / 2 = 0,09075 \text{ м}^4;$$

$$I_4 = I_H^C = dbc_2^2 / 2 = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,6^2 / 2 = 0,192 \text{ м}^4,$$

где I_B – момент инерции верхней (сплошной) части колонн;

I_H^L и I_H^C – моменты инерции нижних двухветвевых частей левой (крайней) и средней колонн;

$c_1 = h_H^L - d$ и $c_2 = h_H^C - d$ – расстояния между осями ветвей левой (крайней) и средней колонн;

h_H^L и h_H^C – высота сечений нижней ступени крайней (левой) и средней колонн;

$d = 0,3$ м – высота сечения ветви;

$I = bd^3 / 12 = 0,5 \cdot 0,3^3 / 12 = 0,001125 \text{ м}^4$ – момент инерции одной ветви.

Коэффициенты для левой (крайней) колонны ($n = 4$):

$$k = \alpha^3 \left(I_H^L / I_B^L - 1 \right) = 0,31746^3 (0,09075 / 0,009 - 1) = 0,290611;$$

$$k_1 = (1 - \alpha)^3 I_H^L / (8n^2 I) = (1 - 0,31746)^3 0,09075 / (8 \cdot 4^2 \cdot 0,001125) = 0,200386;$$

$$(1 + k + k_1) = 1 + 0,290612 + 0,200386 = 1,491;$$

$$\delta_{11}^L = \frac{l^3 (1 + k + k_1)}{3E_b I_H^L} = \frac{15,75^3 \cdot 1,491}{3 \cdot 3,06 \cdot 10^6 \cdot 0,09075} = 69,9246 \cdot 10^{-4} \text{ м}.$$

Коэффициенты для средней колонны ($n = 4$):

$$k = \alpha^3 \left(I_H^C / I_B^C - 1 \right) = 0,31746 (0,192 / 0,009 - 1) = 0,65054;$$

$$k_1 = (1 - \alpha)^3 I_H^C / (8n^2 I) = (1 - 0,31746)^3 0,192 / (8 \cdot 4^2 \cdot 0,001125) = 0,423957;$$

$$1 + k + k_1 = 1 + 0,650545 + 0,423957 = 2,0745;$$

$$\delta_{11}^C = \frac{l^3 (1 + k + k_1)}{3E_b I_H^C} = \frac{15,75^3 \cdot 2,0745}{3 \cdot 3,06 \cdot 10^6 \cdot 0,192} = 45,9845 \cdot 10^{-4} \text{ м}.$$

Суммарные коэффициенты при неизвестных

$$\delta_{11} = \delta_{22} = \delta_{11}^L + \delta_{11}^C = (69,9246 + 45,9845) \cdot 10^{-4} \text{ м} = 115,909 \cdot 10^{-4} \text{ м};$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = -\delta_{11}^C = -45,9845 \cdot 10^{-4} \text{ м}.$$

Определитель (детерминант) системы (формула (3.5))

$$D_{12} = \delta_{11}^L (\delta_{11}^L + 2\delta_{11}^C) = 69,9246 (69,9246 + 2 \cdot 45,9845) 10^{-8} = 1,132 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

3.3. Расчет на постоянную нагрузку

Постоянная нагрузка представлена следующими сосредоточенными силами (см. рис. 1.5, 3.2, а и п. 2.2):

$$G_1 = 57,401 \text{ тс}; G_2 = 3,919 \text{ тс}; G_3 = 12,018 \text{ тс};$$

$$G_4 = 13,292 \text{ тс}; G_6 = 10,9307 \text{ тс}; G_7 = 15,675 \text{ тс}; G_8 = 12,5983 \text{ тс}.$$

Вычисляем соответствующие эксцентриситеты

$$e_1 = \frac{h_B}{2} - \frac{c}{2} = \frac{0,6}{2} - \frac{0,32}{2} = 0,14 \text{ м},$$

где $c = h_B - (\Delta_1 + \Delta_2) = 0,6 - (0,25 + 0,03) = 0,32 \text{ м}$ – длина опорной части фермы;

$\Delta_1 = 250 \text{ мм}$ – расстояние от наружной грани колонны до разбивочной оси;

$$\Delta_2 = \frac{l_H - l_K}{2} = \frac{24 - 23,94}{2} = 0,03 \text{ м};$$

$l_H = 24 \text{ м}$ – номинальный пролет фермы (расстояние между разбивочными осями);

$l_K = 23,94 \text{ м}$ – конструктивная длина фермы [3, 4];

$$e_2 = \frac{h_H - h_B}{2} = \frac{1,4 - 0,6}{2} = 0,4 \text{ м};$$

$$e_3 = \lambda + \Delta_1 - \frac{h_H}{2} = 0,75 + 0,25 - \frac{1,4}{2} = 0,3 \text{ м};$$

$$e_4 = \frac{h_H}{2} + \frac{h_{CT}}{2} = 0,7 + 0,15 = 0,85 \text{ м},$$

где $h_{CT} = 300 \text{ мм}$ – толщина стеновой панели из легкого бетона.

В результате симметрии конструкции и нагрузки изгибающие моменты в средней колонне отсутствуют. Поэтому изгибающие моменты от действия постоянной нагрузки в основной системе определяются только в крайних (левой и правой) колоннах (рис. 3.2, а):

$$M_o = G_1 e_1 = 57,401 \cdot 0,14 = 8,03614 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_1 = G_3 e_3 - (G_1 + G_2) e_2 - G_4 e_4 = 12,018 \cdot 0,3 - (57,401 + 3,919) \cdot 0,4 - 13,292 \cdot 0,85 = -32,2208 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

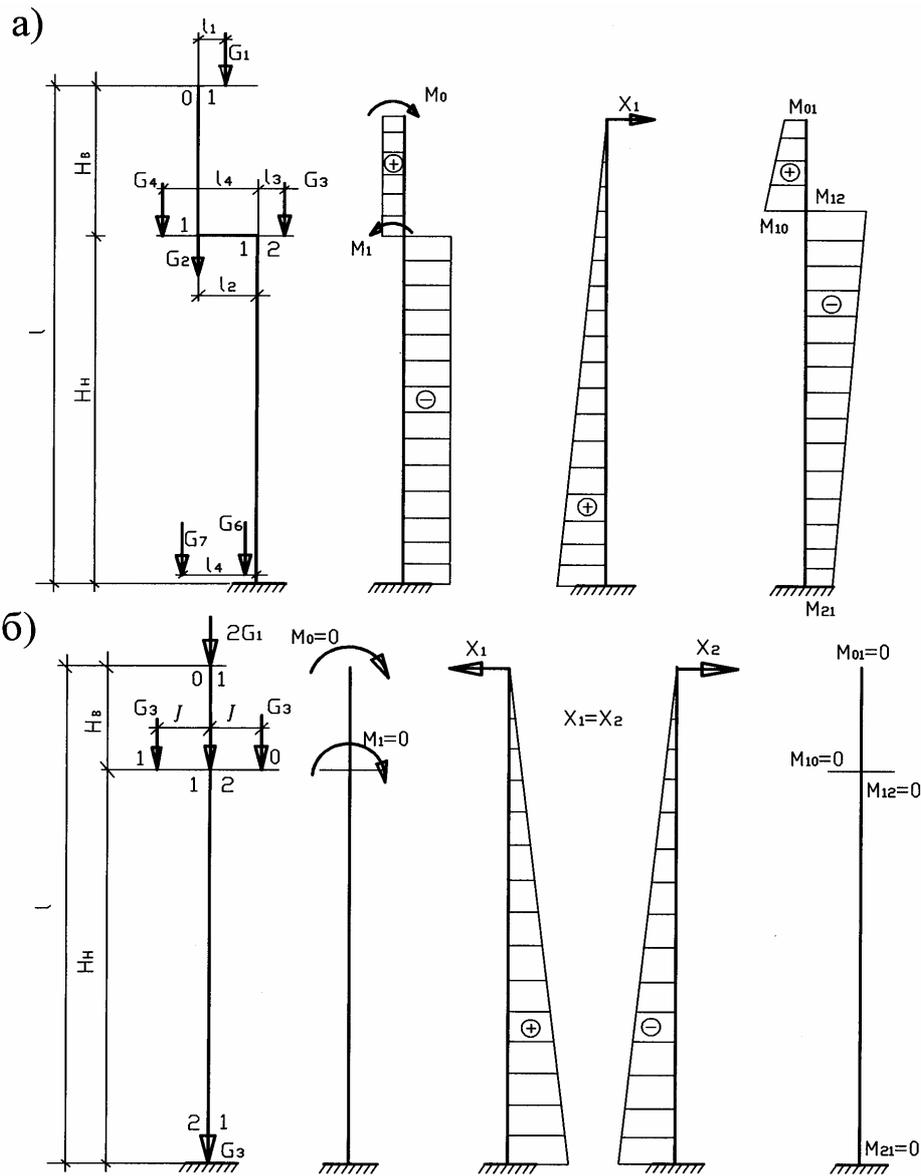


Рис. 3.2. К расчету на постоянную нагрузку: а – крайняя колонна: схема загрузки, эпюра М от нагрузки, эпюра М от X_1 , суммарная эпюра М; б – средняя колонна: схема загрузки, моменты от нагрузки, эпюры моментов от X_1 и X_2 , суммарные моменты

Определяются основные неизвестные по формуле (3.7)

$$X_1 = X_2 = - \frac{1,5 \left[M_0 (1 + k / \alpha) + M_1 (1 - \alpha^2) \right]}{l(1 + k + k_1)} =$$

$$= - \frac{1,5 \left[8,03614 \left(1 + \frac{0,29061}{0,31746} \right) - 32,2208 (1 - 0,31746^2) \right]}{15,75 \cdot 1,491} = 0,8675 \text{ тс.}$$

Усилия в крайней колонне (см. рис. 3.2, а):

- моменты

$$M_{01} = M_o + X_1 \cdot 0 = M_o = 8,036 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{10} = M_{01} + X_1 \cdot H_b = 8,036 + 0,8675 \cdot 5 = 12,374 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{12} = M_{10} + M_1 = 12,374 - 32,221 = -19,847 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{21} = M_o + M_1 + X_1 \cdot l = 8,036 - 32,221 + 0,8675 \cdot 15,75 = -10,522 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -X_1 = -0,8675 \text{ тс};$$

- нормальные силы

$$N_{01} = G_1 = 57,401 \text{ тс}; \quad N_{10} = G_1 + G_2 = 57,401 + 3,919 = 61,32 \text{ тс};$$

$$N_{12} = N_{10} + G_3 + G_4 = 61,32 + 12,018 + 13,292 = 86,63 \text{ тс};$$

$$N_{21} = N_{12} + G_6 + G_7 = 86,63 + 10,931 + 15,769 = 113,33 \text{ тс}.$$

Усилия в средней колонне представлены на рис. 3.2, б.

Так как $X_1 = X_2$, средняя колонна при действии постоянной нагрузки изгибаться не будет (см. рис. 1.5, п. 2.2).

Сечение верхней ступени имеет такие же размеры (600 x 500 мм), как и в крайних колоннах, их собственный вес будет иметь такое же значение ($G_2 = 3,919$ тс). Подсчитанные ранее (см. п. 2.2) собственный вес одной подкрановой балки $G_3 = 12,018$ тс и нижней ступени колонны (ниже отметки 10,6 м) $G_8 = 12,598$ тс.

- Моменты

$$M_{01} = M_{10} = M_{12} = M_{21} = 0;$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = 0;$$

- нормальные силы

$$N_{01} = 2 \cdot G_1 = 2 \cdot 57,401 = 114,802 \text{ тс};$$

$$N_{10} = N_{01} + G_2 = 114,802 + 3,919 = 118,721 \text{ тс};$$

$$N_{12} = N_{10} + 2 \cdot G_3 = 118,721 + 2 \cdot 12,018 = 142,757 \text{ тс};$$

$$N_{21} = N_{12} + G_8 = 142,757 + 12,598 = 155,355 \text{ тс}.$$

3.4. Расчет на действие снеговой нагрузки

Снеговая нагрузка передается с покрытия на колонны (см. рис. 1.5) так же, как и постоянная нагрузка. Из п. 2.2 выписываются значения нагрузок и эксцентриситетов:

- на крайнюю колонну – сила $P_1 = 19,152$ тс, действующая с эксцентриситетом $e_1 = 0,14$ м; $e_2 = 0,4$ м;

- на среднюю колонну – $2 P_1 = 38,304$ тс ($e_o = 0$).

Изгибающие моменты в основной системе возникают только в крайних колоннах (рис. 3.3, а):

$$M_o = P_1 e_1 = 19,152 \cdot 0,14 = 2,681 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_1 = -P_1 e_2 = 19,152 \cdot 0,4 = -7,661 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

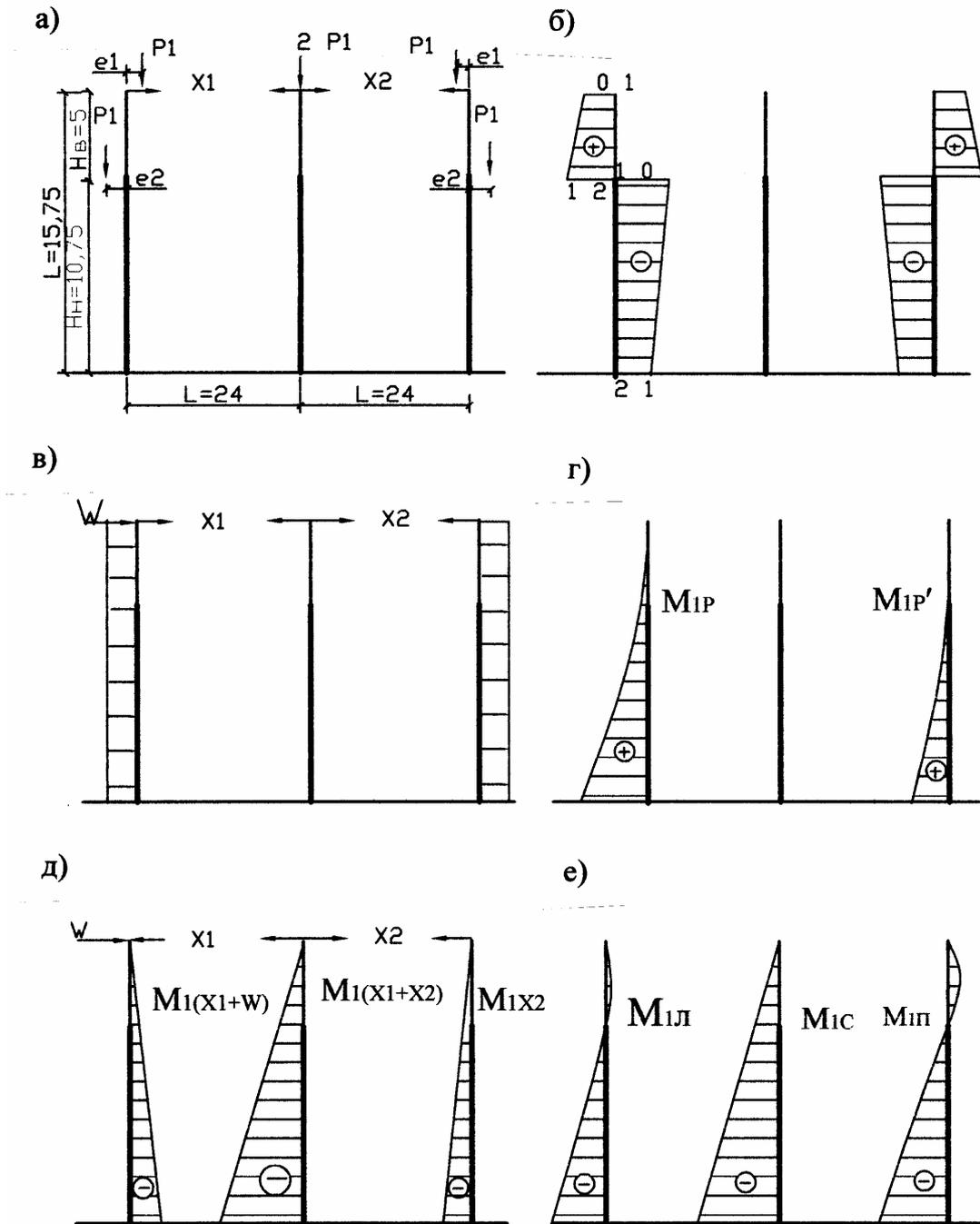


Рис. 3.3. К расчету на снеговую (P_1) и ветровую ($P_{в}, P'_{в}, W$) нагрузки: а – основная система при загрузении P_1 ; б – расчетная эпюра M ; в – основная система при расчете на ветровую нагрузку; г – эпюра M от $P_{в}$ и $P'_{в}$; д – эпюра M от W , X_1 и X_2 ; е – расчетная эпюра M от ветровой нагрузки

Основные неизвестные определяются по формуле (3.7)

$$X_1 = X_2 = -\frac{1,5 \left[M_o (1 + k / \alpha) + M_1 (1 - \alpha^2) \right]}{l(1 + k + k_1)} =$$

$$= -\frac{1,5 \left[2,681 \left(1 + \frac{0,29061}{0,31746} \right) - 7,661 (1 - 0,31746^2) \right]}{15,75 \cdot 1,491} = 0,112 \text{ тс.}$$

Усилия в крайней колонне (см. рис. 3.3, а):

- моменты

$$M_{01} = M_o + X_1 \cdot 0 = M_o = 2,681 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{10} = M_o + X_1 H_B = 2,681 + 0,112 \cdot 5 = 3,241 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{12} = M_{10} + M_1 = 3,241 - 7,661 = -4,42 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{21} = M_o + M_1 + X_1 l = 2,681 - 7,661 + 0,112 \cdot 15,75 = -3,216 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -X_1 = -0,112 \text{ тс};$$

- нормальные силы

$$N_{01} = N_{10} = N_{12} = N_{21} = P_1 = 19,152 \text{ тс.}$$

Усилия в средней колонне ($X_1 = X_2$, рис. 3.3, б):

- моменты

$$M_{01} = M_{10} = M_{12} = M_{21} = 0;$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = 0;$$

- нормальные силы

$$N_{01} = N_{10} = N_{12} = N_{21} = 2 P_1 = 38,304 \text{ тс.}$$

3.5. Расчет на ветровую нагрузку

Загружение рамы в основной системе ветровой нагрузкой приводится на рис. 3.3, в. При определении δ_{1B} учитываются (см. п. 2.3) как распределенная нагрузка $p_B = 0,18705$ тс/м, так и суммарная сосредоточенная сила $W = 0,536$ тс от давления ветра на шатер здания (выше отметки низа стропильной конструкции) и с наветренной, и с подветренной сторон. Перемещение δ_{2B} рассчитывается только на распределенную нагрузку $p'_B = -0,1169$ тс/м.

При вычислении δ_{1B} и δ_{2B} используется табл. 3.1

$$\delta_{1B}^p = \frac{l^4 p_B [1 + \alpha k + 1,33(1 + \alpha)k_1]}{8E_b \cdot I_H^{\text{II}}} =$$

$$= \frac{0,18705 \cdot 15,75^4 [1 + 0,31746 \cdot 0,29061 + 1,33(1 + 0,31746)0,200386]}{8 \cdot 3,06 \cdot 10^6 \cdot 0,09075} =$$

$$= 74,7828 \cdot 10^{-4} \text{ м.}$$

$$\delta_{1B}^w = \delta_{11}^{\text{II}} W = 69,9246 \cdot 10^{-4} \cdot 0,536 = 37,4796 \cdot 10^{-4} \text{ м;}$$

$$\delta_{1B} = \delta_{1B}^p + \delta_{1B}^w = (74,7828 + 37,4796)10^{-4} = 112,2624 \cdot 10^{-4} \text{ м;}$$

$$\delta_{2B} = \delta_{2B}^p = \delta_{1B}^p p'_B / p_B = -74,7828 \cdot 10^{-4} \cdot 0,1169 / 0,18705 =$$

$$= -46,7368 \cdot 10^{-4} \text{ м.}$$

Основные неизвестные определяются по формулам (3.4), в которых коэффициенты канонических уравнений от $X_1 = 1$ и $X_2 = 1$ и детерминант системы для рассматриваемого примера вычислены ранее в п. 3.2

$$(\delta_{11} = \delta_{22} = 115,909 \cdot 10^{-4} \text{ м/тс; } \delta_{12} = \delta_{21} = -45,9845 \cdot 10^{-4} \text{ м/тс;}$$

$$D_{12} = 1,132 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{тс}^2);$$

$$D_{1B} = \delta_{1B}\delta_{22} - \delta_{2B}\delta_{12} = (112,2624 \cdot 115,909 - 46,7368 \cdot 45,9845)10^{-8} =$$

$$= 1,0863 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{тс};$$

$$X_1 = -D_{1B}/D_{12} = -1,0863/1,132 = -0,9596 \text{ тс;}$$

$$D_{2B} = \delta_{1B}\delta_{2B} - \delta_{21}\delta_{1B} = (-115,909 \cdot 46,7368 + 45,9845 \cdot 112,2624)10^{-8} =$$

$$= -0,0255 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{тс};$$

$$X_2 = -D_{2B}/D_{12} = 0,0255/1,132 = 0,0225 \text{ тс.}$$

Моменты от нагрузки в основной системе (рис. 3.3, г):

$$M_0^{\text{II}} = 0; \quad M_1^{\text{II}} = \frac{p_B H_B^2}{2} + W H_B = \frac{0,18705 \cdot 5^2}{2} + 0,536 \cdot 5 = 5,018 \text{ тс} \cdot \text{м;}$$

$$M_2^{\text{II}} = \frac{p_B l^2}{2} + W l = \frac{0,18705 \cdot 15,75^2}{2} + 0,536 \cdot 15,75 = 31,642 \text{ тс} \cdot \text{м;}$$

$$M_0^{\text{II}} = 0; \quad M_1^{\text{II}} = \frac{p'_B H_B^2}{2} = -\frac{0,1169 \cdot 5^2}{2} = -1,461 \text{ тс} \cdot \text{м;}$$

$$M_2^{\text{II}} = \frac{p'_B l^2}{2} = -\frac{0,1169 \cdot 15,75^2}{2} = -14,499 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Здесь $M^л$ и $M^п$ – моменты в левой и правой колоннах двухпролетной рамы. В средней колонне момент от ветровой нагрузки в основной системе равен нулю.

Усилия в крайней (левой) колонне (см. рис. 3.3, д, е):

- моменты

$$M_{01} = 0; \quad M_{10} = M_1^n + X_1 \cdot H_B = 5,018 - 0,9596 \cdot 5 = 0,22 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{12} = M_{10}; \quad M_{21} = M_2^n + X_1 \cdot l = 31,642 - 0,9596 \cdot 15,75 = 16,5283 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

- на уровне середины верхней ступени $H_B / 2$

$$M_{1/2} = \frac{p_B (0,5H_B)^2}{2} + \frac{(W + X_1)H_B}{2} = \frac{0,18705 \cdot 2,5^2}{2} + \frac{(0,536 - 0,9596) \cdot 5}{2} = -0,474 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = -(W + X_1) = -(0,536 - 0,9596) = 0,4236 \text{ тс};$$

$$Q_{10} = Q_{12} = -(W + X_1 + p_B H_B) = -(0,536 - 0,9596 + 0,18705 \cdot 5) = -0,512 \text{ тс};$$

$$Q_{21} = -(W + X_1 + p_B l) = -(-0,4236 + 0,18705 \cdot 15,75) = -2,522 \text{ тс};$$

- нормальные силы

$$N_{01} = N_{10} = N_{12} = N_{21} = 0.$$

Усилия в средней колонне (см. рис. 3.3, д, е):

- моменты

$$M_{01} = 0; \quad M_{10} = (X_1 - X_2) H_B = (-0,9596 - 0,0225) \cdot 5 = -4,9105 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{12} = M_{10} = -4,9105 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{21} = (X_1 - X_2) l = -0,9821 \cdot 15,75 = -15,468 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -(X_1 - X_2) = 0,9821 \text{ тс};$$

- нормальные силы

$$N_{01} = N_{10} = N_{12} = N_{21} = 0.$$

Усилия в крайней (правой) колонне:

- моменты

$$M_{01} = 0; \quad M_{10} = \frac{p'_B H_B^2}{2} + X_2 H_B = -\frac{0,1169 \cdot 5^2}{2} + 0,0225 \cdot 5 = -1,349 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{12} = M_{10} = -1,349 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{21} = \frac{p'_B l^2}{2} + X_2 l = -\frac{0,1169 \cdot 15,75^2}{2} + 0,0225 \cdot 15,75 = -14,145 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -X_2 = -0,0225 \text{ тс};$$

- нормальные силы

$$N_{01} = N_{10} = N_{12} = N_{21} = 0.$$

3.6. Расчет на действие нагрузок от мостовых кранов (см. п. 2.4)

Загружение рамы в основной системе крановой нагрузкой приводится на рис. 2.1. Рассматриваются пять случаев загрузки.

Максимальное давление $D_{\max,2}$ двух спаренных кранов на левую (крайнюю) колонну (рис. 3.4, а). Данные для расчета:

$$D_{\max,2} = 133,43 \text{ тс}; \quad D_{\min,2} = 33,85 \text{ тс}; \quad e_3 = 0,3 \text{ м}; \quad \lambda = 0,75 \text{ м}.$$

Моменты от данного загрузки:

- в крайней колонне

$$M_o^l = 0; \quad M_{\max} = M_1^l = D_{\max,2} e_3 = 133,43 \cdot 0,3 = 40,029 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

- в средней колонне

$$M_o^c = 0; \quad M_{\min} = M_1^c = D_{\min,2} \lambda = 33,85 \cdot 0,75 = 25,388 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

Используется табл. 3.1 для определения свободных членов:

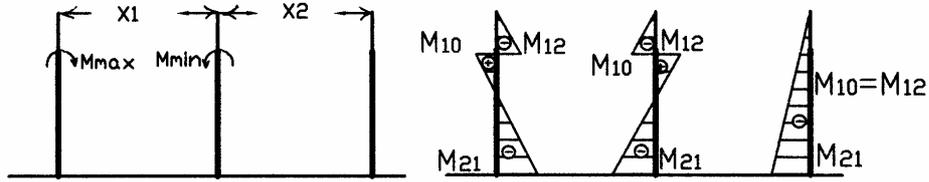
$$\delta_{1M}^l = \frac{l^2 M_1^l (1 + k/\alpha)}{2E_b I_H^l} = \frac{15,75^2 \cdot 40,029 \left(1 + \frac{0,2906}{0,31746}\right)}{2 \cdot 3,06 \cdot 10^6 \cdot 0,9075} = 342,448 \cdot 10^{-4} \text{ м};$$

$$\delta_{1M}^c = \frac{l^2 M_1^c (1 + k/\alpha)}{2E_b I_H^c} = \frac{15,75^2 \cdot 25,388 \left(1 + \frac{0,6505}{0,31746}\right)}{2 \cdot 3,06 \cdot 10^6 \cdot 0,192} = 163,417 \cdot 10^{-4} \text{ м};$$

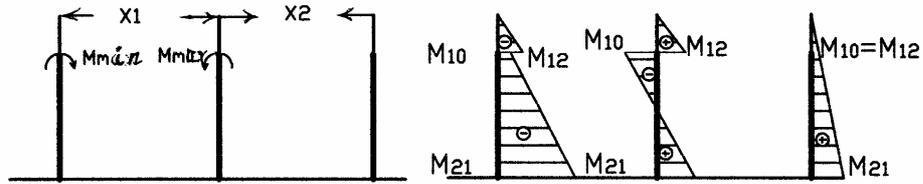
$$\delta_{1M} = \delta_{1M}^n + \delta_{1M}^c = (342,488 + 163,417)10^{-4} = 505,865 \cdot 10^{-4} \text{ м};$$

$$\delta_{2M} = -\delta_{1M}^c = -163,417 \cdot 10^{-4} \text{ м}.$$

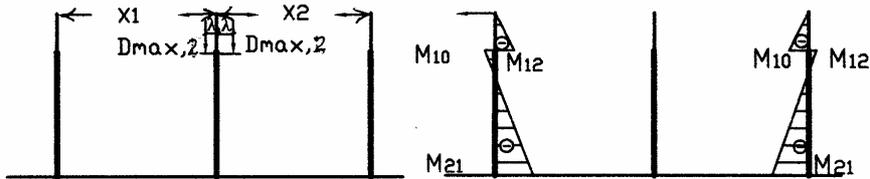
а)



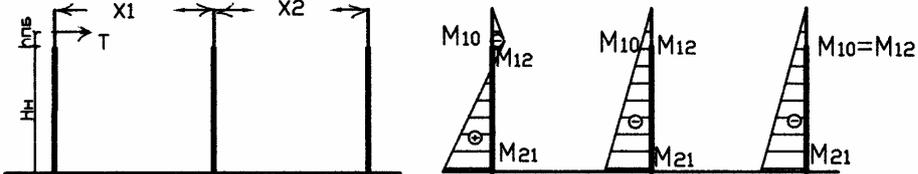
б)



в)



г)



д)

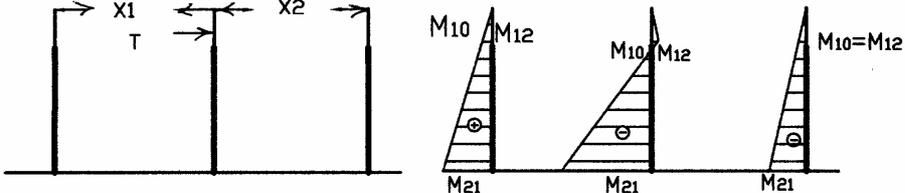


Рис. 3.4. К расчету на крановую нагрузку: основная система и эпюра M: а – M_{\max} слева; б – M_{\max} справа; в – давление от четырех кранов; г – T на левую колонну; д – T на среднюю колонну

Основные неизвестные:

$$D_{1M} = \delta_{1M} \delta_{22} - \delta_{2M} \delta_{12} = (505,865 \cdot 115,909 - 163,417 \cdot 45,9845)10^{-8} =$$

$$= 5,112 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{тс};$$

$$X_1 = -\frac{D_{1M}}{D_{12}} = -\frac{5,112}{1,132} = -4,516 \text{ тс};$$

$$D_{2M} = \delta_{11} \cdot \delta_{2M} - \delta_{21} \cdot \delta_{1M} = (115,909(-163,417) + 45,9845 \cdot 505,865)10^{-8} = \\ = 0,432 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{тс};$$

$$X_2 = -\frac{D_{2M}}{D_{12}} = -\frac{0,432}{1,132} = -0,3817 \text{ тс}.$$

Усилия в крайней (левой) колонне (см. рис. 3.4, а):

- моменты

$$M_{01} = 0; \quad M_{10} = X_1 H_B = -4,516 \cdot 5 = -22,58 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{12} = M_1^{\text{л}} + X_1 H_B = 40,029 - 22,58 = 17,449 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{21} = M_1^{\text{л}} + X_1 l = 40,029 - 4,516 \cdot 15,75 = -31,098 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -X_1 = 4,516 \text{ тс};$$

- нормальные силы

$$N_{01} = N_{10} = 0; \quad N_{12} = N_{21} = D_{\text{max},2} = 133,43 \text{ тс}.$$

Усилия в средней колонне (см. рис. 3.4, а):

- моменты

$$M_{01} = 0; \quad M_{10} = (X_1 - X_2) H_B = (-4,516 + 0,382) 5 = -20,67 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{12} = (X_1 - X_2) H_B + M_1^c = -20,67 + 25,388 = 4,718 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{21} = (X_1 - X_2) l + M_1^c = -4,134 \cdot 15,75 + 25,388 = -39,723 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -(X_1 - X_2) = 4,134 \text{ тс};$$

- нормальные силы

$$N_{01} = N_{10} = 0; \quad N_{12} = N_{21} = D_{\text{min},2} = 33,85 \text{ тс}.$$

Усилия в крайней (правой) колонне (см. рис. 3.4, а):

- моменты

$$M_{01} = 0; \quad M_{10} = M_{12} = X_2 H_B = -0,382 \cdot 5 = -1,91 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{21} = X_2 l = -0,382 \cdot 15,75 = -6,016 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

Максимальное давление на среднюю колонну спаренных кранов в первом пролете (см. рис. 3.4, б).

Моменты от данного нагружения:

- в крайней колонне

$$M_0^{\text{л}} = 0; \quad M_1^{\text{л}} = D_{\text{min},2} e_3 = 33,85 \cdot 0,3 = 10,155 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

- в средней колонне

$$M_0^{\text{с}} = 0; \quad M_1^{\text{с}} = D_{\text{max},2} \lambda = 133,43 \cdot 0,75 = 100,073 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

Свободные члены

$$\delta_{1M}^{\text{л}} = \frac{l^2 M_1^{\text{л}} (1 + k / \alpha)}{2 E_b I_{\text{н}}^{\text{л}}} = \frac{15,75^2 \cdot 10,155 \left(1 + \frac{0,2906}{0,31746} \right)}{2 \cdot 3,06 \cdot 10^6 \cdot 0,9075} = 86,876 \cdot 10^{-4} \text{ м};$$

$$\delta_{1M}^{\text{с}} = \frac{l^2 M_1^{\text{с}} (1 + k / \alpha)}{2 E_b I_{\text{н}}^{\text{с}}} = \frac{15,75^2 \cdot 100,073 (1 + 0,6505 / 0,31746)}{2 \cdot 3,06 \cdot 10^6 \cdot 0,192} = 644,145 \cdot 10^{-4};$$

$$\delta_{1M} = \delta_{1M}^{\text{л}} + \delta_{1M}^{\text{с}} = (86,876 + 644,145) 10^{-4} = 731,021 \cdot 10^{-4} \text{ м};$$

$$\delta_{2M} = -\delta_{1M}^{\text{с}} = -644,145 \cdot 10^{-4} \text{ м};$$

$$D_{1M} = \delta_{1M} \delta_{22} - \delta_{2M} \delta_{12} =$$

$$= (731,021 \cdot 115,909 - 644,145 \cdot 45,9845) 10^{-8} = 5,51112 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{тс};$$

$$X_1 = -D_{1M} / D_{12} = -5,51112 / 1,132 = -4,868 \text{ тс};$$

$$D_{2M} = \delta_{2M} \delta_{11} - \delta_{1M} \delta_{21} =$$

$$= (-115,909 \cdot 644,145 + 731,021 \cdot 45,9845) 10^{-8} = -4,10466 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{тс};$$

$$X_2 = -D_{2M} / D_{12} = 4,10466 / 1,132 = 3,626 \text{ тс}.$$

Усилия в крайней (левой) колонне (см. рис. 3.4, б)

- моменты:

$$M_{01} = 0; \quad M_{10} = X_1 H_B = -4,868 \cdot 5 = -24,34 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{12} = X_i H_B + M_1^{\text{л}} = -24,34 + 10,155 = -14,185 \text{ тс};$$

$$M_{21} = X_1 l + M_1^{\text{с}} = -4,868 \cdot 15,75 + 10,155 = -66,516 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -X_1 = 4,868 \text{ тс};$$

- нормальные силы

$$N_{01} = N_{10} = 0; \quad N_{12} = N_{21} = D_{\min,2} = 33,85 \text{ тс.}$$

Усилия в средней колонне:

- моменты:

$$M_{01} = 0; \quad M_{10} = (X_1 - X_2) H_B = (-4,868 - 3,626) \cdot 5 = -42,47 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{12} = (X_1 - X_2) H_B + M_1^c = -42,47 + 100,073 = 57,603 \text{ тс};$$

$$M_{21} = (X_1 - X_2) l + M_1^c = -8,494 \cdot 15,75 + 100,073 = -33,708 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -(X_1 - X_2) = 8,494 \text{ тс};$$

- нормальные силы

$$N_{01} = N_{10} = 0; \quad N_{12} = N_{21} = D_{\max,2} = 133,43 \text{ тс.}$$

Усилия в крайней (правой) колонне:

- моменты:

$$M_{01} = 0; \quad M_{10} = M_{12} = X_2 H_B = 3,626 \cdot 5 = 18,13 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{21} = X_2 l = 3,626 \cdot 15,75 = 57,11 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -X_2 = -3,626 \text{ тс};$$

- нормальные силы

$$N_{01} = N_{10} = N_{12} = N_{21} = 0.$$

Максимальное давление $D_{\max,4} = 224,73$ тс на среднюю колонну четырех кранов в одном створе (см. рис. 2.4, а).

Моменты от данного нагружения:

- в крайних колоннах (см. предыдущий случай)

$$M_0^{\text{л}} = M_0^{\text{п}} = 0; \quad M_1^{\text{л}} = M_1^{\text{п}} = D_{\min,2} e_3 = 10,155 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

- в средней колонне $M_0^c = M_1^c = 0$.

Свободные члены (используются результаты расчета для предыдущего случая)

$$\delta_{1M} = \delta_{2M} = \delta_{1M}^{\text{л}} = 86,876 \cdot 10^{-4} \text{ м}; \quad \delta_{1M}^c = \delta_{2M}^c = 0.$$

При симметричном нагружении рамы основные неизвестные определяются по формуле (3.6)

$$X_1 = X_2 = -\delta_{1M}^{\text{II}} / \delta_{11}^{\text{II}} = -86,876 / 69,9246 = -1,242 \text{ тс.}$$

Усилия в крайних колоннах (см. рис. 3.4, в):

- моменты

$$M_{01} = 0; M_{10} = X H_B = -1,242 \cdot 5 = -6,121 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{12} = X_1 H_B + M_1 = -6,121 + 10,155 = 4,034 \text{ тс};$$

$$M_{21} = X_1 l + M_1 = -1,242 \cdot 15,75 + 10,155 = -9,413 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -X_1 = 1,242 \text{ тс};$$

- нормальные силы

$$N_{01} = N_{10} = 0; N_{12} = N_{21} = D_{\min,2} = 33,85 \text{ тс.}$$

Усилия в средней колонне:

- моменты $M_{01} = M_{10} = M_{12} = M_{21} = 0;$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -(X_1 - X_2) = 0;$$

- нормальные силы

$$N_{01} = N_{10} = 0; N_{12} = N_{21} = D_{\max,4} = 224,73 \text{ тс.}$$

Как известно, тормозная нагрузка передается на один подкрановый рельс. Поэтому сила, направленная влево, может передаваться на левую или правую колонну. Сила, направленная вправо, также может передаваться на левую или правую колонну. Для однопролетной рамы получается четыре варианта, для двухпролетной – восемь вариантов. Однако для рассматриваемой симметричной двухпролетной рамы достаточно решить канонические уравнения (3.1) только для двух вариантов загрузжений. А эпюры моментов остальных 6 вариантов загрузжений легко получаются из двух решенных.

Значение (см. п. 2.4) горизонтальной нагрузки $T^{\text{II}} = T = 4,733 \text{ тс.}$ Действует она на уровне верхней грани подкрановой балки на высоте $H_{\text{н}} + h_{\text{п.б}} = 10,75 + 1,4 = 12,15 \text{ м.}$

Расстояние от верха колонны до силы T (см. рис. 3.4, е)

$$a_T = H_B - h_{\text{п.б}} = 5 - 1,4 = 3,6 \text{ м.}$$

Торможение передается на крайнюю (левую) колонну слева направо.

Свободные члены определяют по формулам табл. 3.1

$$\delta_{1T} = \delta_{1T}^{\text{л}} = \frac{l^3 T^{\text{л}} (1 - \alpha + \kappa_1)}{3E_B I_H^{\text{л}}} = \frac{15,75^3 \cdot 4,733(1 - 0,31746 + 0,200386)}{3 \cdot 3,06 \cdot 10^6 \cdot 0,09075} =$$

$$= 195,981 \cdot 10^{-4} \text{ м}; \delta_{2T} = 0.$$

Основные неизвестные

$$D_{1T} = \delta_{1T} \delta_{22} - \delta_{2T} \delta_{21} = (195,981 \cdot 115,909 + 0 \cdot 45,9845) 10^{-8} =$$

$$= 2,2716 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 / \text{тс};$$

$$X_1 = -D_{1T} / D_{12} = -2,2716 / 1,132 = -2,0067 \text{ тс};$$

$$D_{2T} = \delta_{11} \delta_{2T} - \delta_{12} \delta_{1T} = 0 + (45,9845 \cdot 10^{-4}) (195,981 \cdot 10^{-4}) =$$

$$= 0,90121 \text{ м}^2 / \text{тс};$$

$$X_2 = -D_{2T} / D_{12} = -0,90121 / 1,132 = -0,79612 \text{ тс};$$

Усилия в крайней (левой) колонне (см. рис. 3.4, г):

- моменты

$$M_0 = 0; M_{10} = M_{12} = X_1 H_B + T h_{\text{п.б}} = -2,007 \cdot 5 + 4,733 \cdot 1,4 = -3,409 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{21} = X_1 l + T(H_H + h_{\text{п.б}}) = -2,007 \cdot 15,75 + 4,733(10,75 + 1,4) = 25,896 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = -X_1 = 2,007 \text{ тс}; Q_{12} = Q_{21} = -(X_1 + T) = 2,007 - 4,733 = -2,726 \text{ тс};$$

- нормальные силы $N_{01} = N_{10} = N_{12} = N_{21} = 0$.

Усилия в средней колонне (см. рис. 3.4, г):

- моменты

$$M_0 = 0; M_{10} = M_{12} = (X_1 - X_2) H_B = (-2,007 + 0,796) \cdot 5 = -6,055 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{21} = (X_1 - X_2) l = -1,211 \cdot 15,75 = -19,073 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -(X_1 - X_2) = 1,211 \text{ тс};$$

- нормальные силы $N_{01} = N_{10} = N_{12} = N_{21} = 0$.

Усилия в крайней (правой) колонне (см. рис. 3.4, г):

- моменты

$$M_{01} = 0; M_{10} = M_{12} = X_2 H_2 = -0,796 \cdot 5 = -3,98 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{21} = X_2 l = -0,796 \cdot 15,75 = -12,537 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -X_2 = 0,796 \text{ тс};$$

- нормальные силы $N_{01} = N_{10} = N_{12} = N_{21} = 0$.

В случае передачи тормозной нагрузки на крайнюю (левую) колонну справа налево усилия будут иметь такие же значения, как и в предыдущем случае, только с обратными знаками.

Тормозная нагрузка передается на среднюю колонну слева направо.

Свободные члены

$$\begin{aligned}\delta_{1T} &= \delta_{1T}^c = -\frac{l^3 T^c (1 - \alpha + k_1)}{3E_B I_H^c} = \\ &= -\frac{15,75 \cdot 4,733(1 - 0,31746 + 0,42396)}{3 \cdot 3,06 \cdot 10^6 \cdot 0,192} = -116,088 \cdot 10^{-4}; \\ \delta_{2T} &= -\delta_{1T} = 116,088 \cdot 10^{-4} \text{ м}; \quad \delta_{1T}^I = \delta_{2T}^I = 0.\end{aligned}$$

Основные неизвестные

$$\begin{aligned}D_{1T} &= \delta_{1T} \delta_{22} - \delta_{2T} \delta_{21} = \\ &= -116,088(115,909 - 45,9845)10^{-8} = -0,81174 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{тс}; \\ X_1 &= -D_{1T} / D_{12} = 0,81174 / 1,132 = 0,717 \text{ тс}; \\ D_{2T} &= \delta_{11} \delta_{2T} - \delta_{12} \delta_{1T} = \delta_{1T} (-\delta_{11} - \delta_{12}) = \\ &= -116,088 (-115,909 + 45,9845) 10^{-8} = 0,81174 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{тс}; \\ X_2 &= -D_{2T} / D_{12} = -0,81174 / 1,132 = -0,717 \text{ тс}.\end{aligned}$$

Усилия в крайней (левой) колонне (см. рис. 3.4, д):

- моменты

$$\begin{aligned}M_{01} &= 0; \quad M_{10} = M_{12} = X_1 H_B = 0,717 \cdot 5 = 3,585 \text{ тс}\cdot\text{м}; \\ M_{21} &= X_1 l = 0,717 \cdot 15,75 = 11,293 \text{ тс}\cdot\text{м}.\end{aligned}$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -X_1 = -0,717 \text{ тс};$$

- нормальные силы $N_{01} = N_{10} = N_{12} = N_{21} = 0$.

Усилия в средней колонне:

- моменты

$$\begin{aligned}M_{01} &= 0; \quad M_{10} = M_{12} = (X_1 - X_2) H_B - T h_{п.б} = \\ &= (0,717 + 0,717) 5 - 4,733 \cdot 1,4 = 0,544 \text{ тс}\cdot\text{м}; \\ M_{21} &= (X_1 - X_2) l - T (H_H + h_{п.б}) = -1,434 \cdot 15,75 - 4,733 (10,75 + 1,4) = \\ &= -34,92 \text{ тс}\cdot\text{м};\end{aligned}$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = -(X_1 - X_2) = -1,434 \text{ тс};$$

$$Q_{12} = Q_{21} = -(X_1 - X_2) + T = -1,434 + 4,733 = 3,299 \text{ тс};$$

- нормальные силы $N_{01} = N_{10} = N_{12} = N_{21} = 0$.

Усилия в крайней (правой) колонне:

- моменты

$$M_{01} = 0; M_{10} = M_{12} = X_2 H_B = -0,717 \cdot 5 = -3,585 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{21} = X_2 l = -0,717 \cdot 15,75 = -11,293 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

- поперечные силы

$$Q_{01} = Q_{10} = Q_{12} = Q_{21} = -X_2 = -0,717 \text{ тс};$$

нормальные силы: $N_{01} = N_{10} = N_{12} = N_{21} = 0$.

3.7. Составление таблицы расчетных усилий

Результаты статического расчета сводятся в табл. 3.3. Значения расчетных усилий M , N , Q в сечениях 1-0, 1-2 и 2-1 приведены как для крайней колонны, так и для средней. В каждом сечении колонны определяются четыре комбинации усилий: M_{\max} и соответствующие N , Q ; M_{\min} и соответствующие N , Q ; N_{\max} и соответствующие M , Q ; M_{\max} и соответствующие N , Q при отсутствии крановой и ветровой нагрузок.

Для крайних колонн положительное значение моментов принимается при растяжении наружных волокон. Средние колонны, ось которых совпадает с вертикальной осью симметрии рамы, могут изгибаться как в одну, так и в другую сторону. Поэтому моменты в сечениях от крановой нагрузки имеют или плюс, или минус. Знаки у поперечных сил приняты в соответствии с принятым положительным направлением основных неизвестных.

В соответствии с нормами [1, 2] учитываются две группы основных сочетаний нагрузок с различными коэффициентами условий работы бетона γ_{b2} . В первой группе учитываются постоянная нагрузка и все временные нагрузки в их наиболее невыгодном сочетании при коэффициенте сочетания $\gamma_i = 0,9$ и $\gamma_{b2} = 1,1$ (при учете крановой нагрузки).

Во второй группе основных сочетаний учитываются постоянная нагрузка и снеговая при $\gamma_i = 1$ и $\gamma_{b2} < 1$.

Расчетные усилия в сечениях колонн (M , тс·м, N и Q , тс)

А. Для крайней колонны

Нагрузки	Номера загрузки	Коэффициент сочетаний	Сечения							Q
			1 – 0		1 – 2		2 – 1			
			M	N	M	N	M	N		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Постоянная	1	1	12,374	61,32	-19,847	86,63	-10,522	113,33	-0,868	
Снеговая	2	1	3,241	19,152	-4,42	19,152	-3,216	19,152	-0,112	
	3	0,9	2,917	17,237	-3,978	17,237	-2,894	17,237	-0,101	
Крановая (от двух кранов) M_{\max} на левой колонне	4	1	-22,58	0	17,449	133,43	-31,098	133,43	4,516	
	5	0,9	-20,322	0	15,704	120,087	-27,988	120,087	4,064	
Крановая (от двух кранов) M_{\max} на средней колонне	6	1	-24,34	0	-14,185	33,85	-66,516	33,85	4,868	
	7	0,9	-21,906	0	-12,767	30,465	-59,864	30,465	4,381	
Крановая от четырех кранов в одном створе	8	1	-6,121	0	4,034	33,85	-9,413	33,85	1,242	
	9	0,9	-5,509	0	3,631	30,465	-8,472	30,465	1,	

Продолжение табл

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Крановая T на левой колонне	10	1	$\pm 3,409$	0	$\pm 3,409$	0	$\pm 25,896$	0	$\pm 2,726$
	11	0,9	$\pm 3,068$	0	$\pm 3,068$	0	$\pm 23,306$	0	$\pm 2,453$
Крановая T на средней колонне	12	1	$\pm 3,585$	0	$\pm 3,585$	0	$\pm 11,293$	0	$\pm 3,299$
	13	0,9	$\pm 3,227$	0	$\pm 3,227$	0	$\pm 10,164$	0	$\pm 2,969$
Ветровая слева	14	1	0,209	0	0,209	0	16,802	0	-2,569
	15	0,9	0,188	0	0,188	0	15,122	0	-2,312
Ветровая справа	16	1	-1,36	0	-1,36	0	-14,375	0	-0,026
	17	0,9	-1,224	0	-1,224	0	-12,938	0	-0,023
Основное сочетание нагрузок с учетом крановых и ветровых	Соответствующие этим загрузкам эпюры M приведены на рис. 3.2, 3.3 и 3.4		M_{\max} 1, 3, 15 15,475	N 78,557	M_{\max} 1, 5, 11, 15 -0,887	N 206,717	M_{\max} 1, 14 6,28	N 113,33	Q 3,337
			M_{\min} 1, 7, 13, 17 -13,983	N 61,32	M_{\min} 1, 3, 7, 13, 17 -41,043	N 134,512	M_{\min} 1, 3, 7, 13, 17 -96,382	N 161,032	Q 6,358
			M 1, 3, 5, 11, 17 -9,323	N_{\max} 78,577	M 1, 3, 5, 11, 17 -12,413	N_{\max} 223,934	M 1, 3, 5, 11, 17 -77,648	N_{\max} 250,654	Q 5,525
То же без учета крановых и ветровых	То же		M_{\max} 1 + 2 15,615	N 8,472	M_{\max} 1 + 2 -24,267	N 105,782	M_{\max} 1 + 2 13,738	N 132,482	Q -0,976

Б. Для средней колонны

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Постоянная	1	1	0	118,721	0	142,757	0	155,355	0
Снеговая	2	1	0	38,304	0	38,304	0	38,304	0
	3	0,9	0	34,474	0	34,474	0	34,474	0
Крановая (от двух кранов) M_{\max} на левой колонне	4	1	$\pm 20,67$	0	$\pm 4,718$	33,85	$\pm 39,723$	33,85	$\pm 4,134$
	5	0,9	$\pm 18,603$	0	$\pm 4,246$	30,465	$\pm 35,751$	30,465	$\pm 3,721$
Крановая (от двух кранов) M_{\max} на средней колонне	6	1	$\pm 42,47$	0	$\pm 57,603$	133,43	$\pm 33,708$	133,43	$\pm 8,494$
	7	0,9	$\pm 38,223$	0	$\pm 51,843$	120,087	$\pm 30,337$	120,087	$\pm 7,645$
Крановая от четырех кранов в одном створе	8	1	0	0	0	224,73	0	224,73	0
	9	0,9	0	0	0	202,257	0	202,257	0
Крановая T на левой колонне	10	1	$\pm 6,055$	0	$\pm 6,055$	0	$\pm 19,073$	0	$\pm 1,211$
	11	0,9	$\pm 5,45$	0	$\pm 5,45$	0	$\pm 17,166$	0	$\pm 1,09$
Крановая T на средней колонне	12	1	$\pm 0,544$	0	$\pm 0,544$	0	$\pm 34,92$	0	$\pm 3,299$
	13	0,9	$\pm 0,49$	0	$\pm 0,49$	0	$\pm 31,428$	0	$\pm 2,969$

Окончание табл. 3.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ветровая слева	14	1	-4,985	0	-4,985	0	-15,703	0	0,997
	15	0,9	-4,487	0	-4,487	0	-14,133	0	0,897
Ветровая справа	16	1	4,985	0	4,985	0	15,703	0	-0,997
	17	0,9	4,487	0	4,487	0	14,133	0	-0,897
Основное сочетание нагрузок с учетом крановых и ветровых	Соответствующие этим нагрузкам эпюры M приведены на рис. 3.2, 3.3 и 3.4		M_{\max}	N	M_{\max}	N	M_{\max}	N	Q
			1, 3, 7, 13, 17	1, 3, 7, 13, 17	1, 3, 7, 13, 17	1, 3, 7, 13, 17	1, 3, 7, 13, 17		
			43,2	153,95	56,82	297,318	75,898	309,916	11,511
То же без учета крановых и ветровых	То же		M_{\min}	N	M_{\min}	N	M_{\min}	N	Q
			1, 3, 7, 13, 15	1, 3, 7, 13, 17	1, 3, 7, 13, 17	1, 3, 7, 13, 17	1, 3, 7, 13, 17		
			-43,2	153,95	-56,82	297,318	-75,898	309,916	-11,511
			M	N_{\max}	M	N_{\max}	M	N_{\max}	Q
			1, 3, 7, 13, 17 (15)	1, 3, 9, 13, 17 (15)	1, 3, 9, 13, 17 (15)	1, 3, 9, 13, 17 (15)	1, 3, 9, 13, 17 (15)		
			$\pm 43,2$	153,95	$\pm 4,977$	379,488	$\pm 45,561$	$\pm 3,866$	5,525
			M_{\max}	N	M_{\max}	N	M_{\max}	N	Q
			1 + 2	1 + 2	1 + 2	1 + 2	1 + 2		
			0	157,025	0	81,061	0	193,659	0

Темы к самостоятельной работе

1. Расчет рамы методом сил. Основная система, канонические уравнения.
2. Определение коэффициентов и свободных членов канонических уравнений.
3. Расчет рамы на действие различных нагрузок: постоянной, снеговой, ветровой, вертикальных и горизонтальных сил от мостовых кранов.
4. Составление таблицы расчетных усилий в сечениях колонн.

Раздел 4. РАСЧЕТ КОЛОНН

Расчет колонн можно разделить на 2 части:

1) расчет поперечной рамы здания с целью определения внутренних усилий, возникающих в колоннах от постоянных и временных нагрузок, причем от каждой временной нагрузки отдельно;

2) определение сочетаний внешних нагрузок, вызывающих экстремальные внутренние усилия в расчетных сечениях колонны, и расчет колонны по предельным состояниям первой и второй групп.

4.1. Расчет поперечной рамы

Поперечная рама одноэтажного промышленного здания состоит из колонн, защемленных в фундаментах, и ригелей – стропильных конструкций, перекрывающих пролеты. Ригели соединяются с колоннами шарнирно (рис. 4.1).

Степень статической неопределимости рамы равна числу пролетов (это легко видеть, если в качестве «лишних» связей принять ригели); степень кинематической неопределимости равна единице при любом числе пролетов (она определяется тем, что верхние узлы могут получить линейные перемещения по горизонтали благодаря изгибу колонн). Целесообразно применить метод перемещений. Основная система образуется из заданной введением одной связи – горизонтальной линейной связи на уровне верхних узлов (см. рис. 4.1).

Каноническое уравнение метода перемещений записывается в виде:

$$r_{11} \Delta_1 + R_{1F} = 0, \quad (4.1)$$

где r_{11} – усилие во введенной связи от единичного перемещения в направлении этой связи; Δ_1 – перемещение в направлении введенной связи;

R_{IF} – усилие во введенной связи от заданной внешней нагрузки (при перемещении, равном нулю).

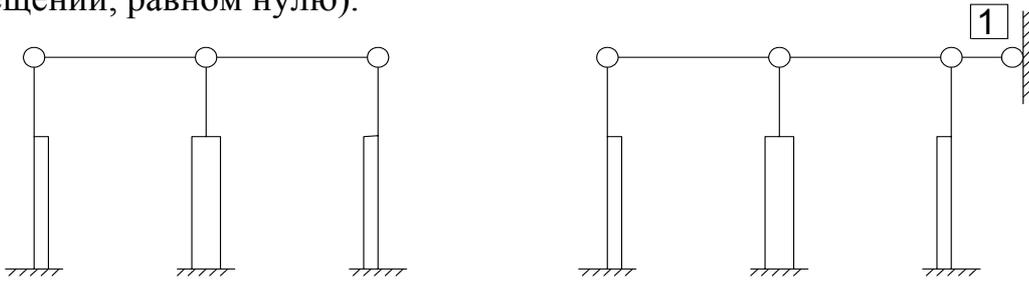


Рис. 4.1 Заданная и основная системы

В левой части уравнения (4.1) стоит суммарное усилие во введенной связи от перемещения Δ_1 и заданной внешней нагрузки. Его равенство нулю служит условием эквивалентности между основной и заданной системами. Поэтому величина Δ_1 , определяемая из этого уравнения, представляет собой перемещение в направлении введенной связи, возникающее от заданной внешней нагрузки в заданной системе.

4.1.1. Определение величины r_{11}

При единичном перемещении в направлении введенной связи каждая колонна i ($i = 1, 2, 3$) вызывает реакцию

$$r_i = 1 / \delta_{11}^{(i)}, \quad (4.2)$$

где $\delta_{11}^{(i)}$ – перемещение колонны, свободной от связи, от силы $F = 1$.

Величина δ_{11} определяется по интегралу Мора (рис. 4.2, а). При этом для сплошных колонн учитываются только моменты, а для двухветвевых – и поперечные силы, поскольку местный изгиб ветвей в пределах панели сообщает колонне сдвиговую податливость. Сдвиговая жесткость колонны K равна силе, которую нужно приложить, чтобы вызвать относительный сдвиг, равный единице. Распорку считают абсолютно жесткой (рис. 4.2, б, $\Delta/S = 1$). По табл. 2.11, п. 9 [14], используемой при расчете кинематически неопределимых рам методом перемещений, учитывая, что деформируются сразу две ветви длиной S и $\Delta = S$, находим:

$$K = 24EI / S^2, \quad (4.3)$$

где EI – изгибная жесткость ветви.

В соответствии с рис. 4.2,а для сплошных колонн

$$\delta_{11} = \int_{H_0} \frac{1}{EI} M_1^2 dx, \quad (4.4)$$

для двухветвевых

$$\delta_{11} = \int_{H_0} \frac{1}{EI} M_1^2 dx + \int_{H_n} \frac{1}{K} Q_1^2 dx. \quad (4.5)$$

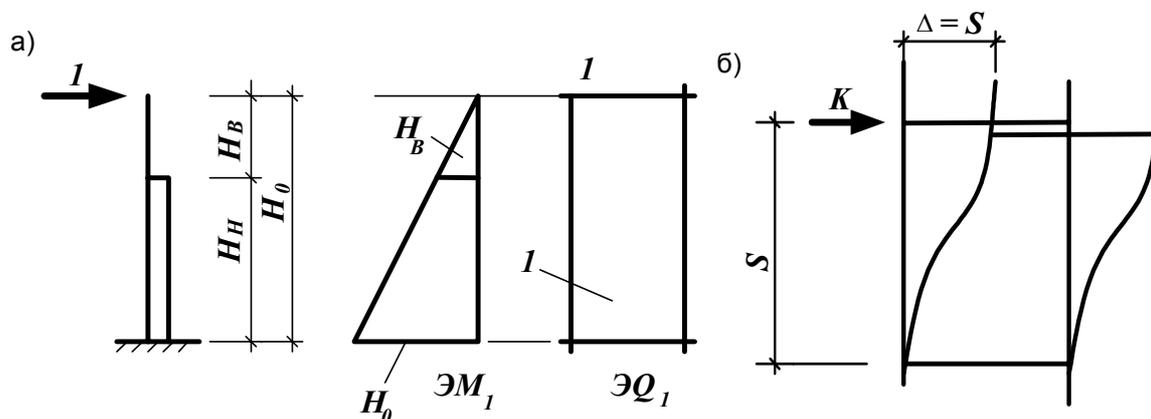


Рис. 4.2. К определению δ_{11} : а – единичное состояние колонны; б – определение сдвиговой жесткости

Интегралы вычисляются по правилу Верещагина, причем в подкрановой части колонны жесткость ее равна EI_n , в надкрановой EI_b .

Величина r_{11} определяется суммированием реакций всех колонн:

$$r_{11} = \sum r_i, \quad i = 1, 2, 3. \quad (4.6)$$

При расчете на крановые нагрузки величина r_{11} умножается на коэффициент C_{dim} , учитывающий пространственную работу каркаса – совместность деформирования каркаса всего температурного блока при действии нагрузки на одну раму. Величина C_{dim} определяется по формуле (13.21) [3]. Поперечная рама рассчитывается многократно: на каждую внешнюю нагрузку отдельно. Величина r_{11} от нагрузки не зависит. Она представляет собой жесткостную характеристику рамы, определяется один раз и фигурирует во всех расчетах.

4.1.2. Определение величины R_{IF}

Внешняя нагрузка прикладывается к колоннам, и каждая колонна вызывает во введенной связи основной системы (при отсутствии перемещения в ее направлении) реакцию

$$R_i = -\Delta_{1F}^{(i)} / \delta_{11} = -\Delta_{1F}^{(i)} r_i, \quad (4.7)$$

где $\Delta_{1F}^{(i)}$ – перемещение в направлении введенной связи от нагрузки, приходящейся на колонну i (для колонны, свободной от связи).

Величина $\Delta_{1F}^{(i)}$ определяется по интегралу Мора. При этом единичные эпюры уже построены при вычислении δ_{11} . Грузовые эпюры $M_F^{(i)}$ и $Q_F^{(i)}$ строятся для каждой нагрузки и каждой колонны отдельно. Для сплошных колонн

$$\Delta_{1F}^{(i)} = \int_{H_o} \frac{1}{EI} M_1 M_F^{(i)} dx, \quad (4.8)$$

для двухветвевых

$$\Delta_{1F}^{(i)} = \int_{H_o} \frac{1}{EI} M_1 M_F^{(i)} dx + \int_{H_n} \frac{1}{K} Q_1 Q_F^{(i)} dx. \quad (4.9)$$

Суммированием реакций всех колонн определяется величина R_{IF} :

$$R_{IF} = \sum R_i, \quad i = 1, 2, 3. \quad (4.10)$$

4.1.3. Определение усилий в колоннах

Когда величины r_{11} и R_{IF} определены, из канонического уравнения (4.1) находят перемещение Δ_1 , вызываемое данной нагрузкой. Затем для каждой колонны определяют горизонтальную силу, действующую в уровне ее верха – упругую реакцию поперечной рамы:

$$R_e^{(i)} = R_i + r_i \Delta_1. \quad (4.11)$$

Изгибающий момент в любом поперечном сечении будет

$$M^{(i)} = M_1 R_e^{(i)} + M_F^{(i)}. \quad (4.12)$$

По этому выражению, используя готовые эпюры M_1 и $M_F^{(i)}$, и строят эпюру моментов для колонны i заданной рамы.

4.1.4. Пример расчета поперечной рамы

Для примера выполним расчет поперечной рамы, рассмотренной в разд. 2.

Исходные данные.

Здание имеет два равных пролета по 24 м, шаг поперечных рам 12 м. Класс бетона для колонн В25, начальный модуль упругости $E_B = 3 \cdot 10^4$ МПа. Размеры колонн по высоте: $H_o = 15,75$ м, $H_H = 10,75$ м, $H_b = 5,0$ м. Колонны двухветвевые, ширина сечения $b = 500$ мм.

Высоты сечений и моменты инерции:

для отдельной ветви

$$h_l = 300 \text{ мм}, I_l = bh^3 / 12 = 0,001125 \text{ м}^4,$$

для подкрановой части крайней колонны

$$h_H = 1400 \text{ мм}, c = h_H - h_l = 1100 \text{ мм},$$

$$I_H = 2 bh_l (c / 2)^2 = 0,09075 \text{ м}^4,$$

для подкрановой части средней колонны

$$h_H = 1900 \text{ мм}, c = 1900 - 300 = 1600 \text{ мм},$$

$$I_H = 2 bh_l (c / 2)^2 = 0,192 \text{ м}^4,$$

для надкрановых частей крайней и средней колонн

$$h_b = 600 \text{ мм}, I_b = bh_b^3 / 12 = 0,009 \text{ м}^4.$$

В подкрановой части размещаются 4 панели при расстоянии между распорками в осях $S = 2600$ мм.

Сдвиговая жесткость колонн

$$K = 24EJ_l/S^2 = 24 \cdot 3 \cdot 10^4 \cdot 0,001125 / 2,6^2 = 119,8 \text{ МН} \cdot \text{м}^2.$$

4.1.5. Определение величины r_{11}

В соответствии с рис. 4.2,а по формулам (4.2), (4.5), (4.6) вычисляем для крайних колонн ($i = 1,3$)

$$\delta_{11}^{(i)} = 0,7042 \text{ м/МН}, r_i = 1,42 \text{ МН/м},$$

для средней ($i = 2$)

$$\delta_{11}^{(i)} = 0,4601 \text{ м/МН}, r_i = 2,173 \text{ МН/м}.$$

$$r_{11} = \sum r_i = 5,013 \text{ МН/м}.$$

4.1.6. Расчет на постоянную нагрузку

На крайнюю колонну ($i = 1$) действуют следующие вертикальные силы:
 $G_1 = 574$ кН – вес покрытия,
 $G_2 = 39,19$ кН – вес надкрановой части колонны,
 $G_3 = 120,2$ кН – вес подкрановой балки,
 $G_4 = 132,9$ кН – вес навесной части стены, расположенной выше подкрановой консоли. Стена, расположенная ниже, опирается на фундаментную балку.

Эти силы, приложенные с эксцентриситетами, создают моменты:

$M_1 = 80,36$ кН·м в уровне верха колонны,

$M_2 = 322,2$ кН·м в уровне подкрановой консоли.

Кроме того, действует центрально сжимающая сила.

$G_5 = 109,3$ кН – вес подкрановой части колонны, которая вызывает только продольную силу в нижнем сечении колонны.

Направления действия моментов и грузовая эпюра моментов $M_F^{(i)}$ показаны на рис. 4.3.

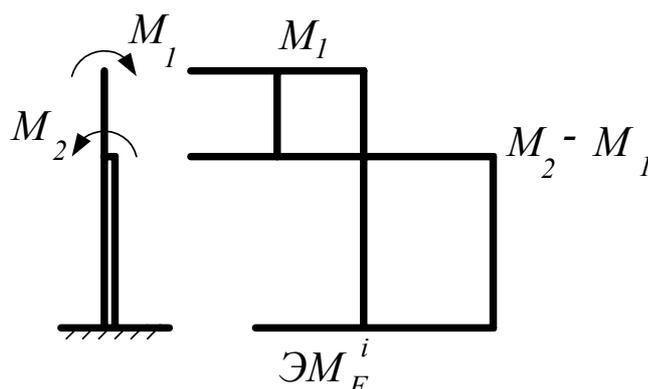


Рис. 4.3. Грузовое состояние колонны при действии постоянной или снеговой нагрузки

По рис. 4.2, а и 4.3, по формулам (4.7), (4.8) вычисляем

$$\Delta_{1F}^{(i)} = -0,006187 \text{ м}, \quad R_1 = 8,786 \text{ кН}.$$

Для другой крайней колонны ($i = 3$) будет

$$R_3 = -R_1 = -8,786 \text{ кН}.$$

На среднюю колонну действуют следующие вертикальные силы:

$2 \cdot G_1 = 2 \cdot 574 = 1148$ кН – вес покрытия,

$G_2 = 39,19$ кН – вес надкрановой части колонны,

$2 \cdot G_3 = 2 \cdot 120,2 = 240,4$ кН – вес подкрановых балок,

$G_6 = 126,0$ кН – вес подкрановой части колонны.

Все они действуют центрально, вызывают в сечениях только продольную силу. Поэтому для средней колонны

$$\Delta_{1F}^{(i)} = 0, \quad R_2 = 0.$$

Из выражений (4.1), (4.10), (4.11) находим

$$R_e^{(1)} = 8,786 \text{ кН}, \quad R_e^{(2)} = 0, \quad R_e^{(3)} = -8,786 \text{ кН}.$$

По выражению (4.12) строим эпюру моментов для заданной рамы; определяем продольные и поперечные силы в сечениях; результаты помещаем в таблицу.

4.1.7. Расчет на снеговую нагрузку

На крайнюю колонну $i = 1$ действует вертикальная сила $P_1 = 191,5$ кН. Она прикладывается с эксцентриситетом и вызывает моменты $M_1 = 26,81$ кН·м, $M_2 = 76,61$ кН·м.

Направления действия моментов и грузовая эпюра моментов $M_F^{(i)}$ показаны на рис. 4.3. По рис. 4.2, а и 4.3, по формулам (4.7), (4.8) находим

$$\Delta_{1F}^{(i)} = -0,0007989 \text{ м}, \quad R_1 = 1,134 \text{ кН}.$$

Для правой крайней колонны $i = 3$ будет

$$R_3 = -R_1 = -1,134 \text{ кН}.$$

На среднюю колонну $i = 2$ действует центрально сжимающая сила $2P_1 = 383$ кН, вызывающая только продольную силу в сечениях, для нее

$$\Delta_{1F}^{(i)} = 0, \quad R_2 = 0.$$

Из выражений (4.10), (4.1), (4.11) находим

$$R_e^{(1)} = 1,134 \text{ кН}, \quad R_e^{(2)} = 0, \quad R_e^{(3)} = -1,134 \text{ кН}.$$

По выражению (4.12) строим эпюру моментов для заданной рамы; определяем продольные и поперечные силы; результаты помещаем в таблицу.

Вид нагрузки, эпюра моментов, кН · м	N, Q в колоннах, кН	
	крайней	средней
<p>1. Постоянная</p>	$N(1) = 613,2$ $N(2) = 866,3$ $N(3) = 975,6$ $Q = 8,786$	$N(1) = 1187$ $N(2) = 1428$ $N(3) = 1554$ $Q = 0$
<p>2. Снеговая</p>	$N = 191,5$ $Q = 1,134$	$N = 383$ $Q = 0$
<p>3. Ветровая</p>	<p>левая кол. $N = 0$ $Q(1) = 5,158$ $Q(3) = 25,27$</p> <p>правая кол. $N = 0$ $Q(1) = 5,621$ $Q(3) = 18,19$</p>	$N = 0$ $Q = 9,783$
<p>4. M_{\max} на крайней колонне</p>	$N(1) = 0$ $N(2) = 1334$ $N(3) = 1334$ $Q = -22,23$	$N(1) = 0$ $N(2) = 338,5$ $N(3) = 338,5$ $Q = 12,29$

Окончание таблицы

Вид нагрузки, эпюра моментов, кН · м	N, Q в колоннах, кН
--------------------------------------	---------------------

	крайней	средней
<p>5. M_{\max} на средней колонне</p>	$N(1) = 0$ $N(2) = 338,5$ $N(3) = 338,5$ $Q = -8,934$	$N(1) = 0$ $N(2) = 1334$ $N(3) = 1334$ $Q = 37,47$
<p>6. Вертикальная от четырех кранов</p>	$N(1) = 0$ $N(2) = 285,1$ $N(3) = 285,1$ $Q = -4,976$	$N(1) = 0$ $N(2) = 2247$ $N(3) = 2247$ $Q = 0$
<p>7. Сила T на крайнюю колонну</p>	$N = 0$ $Q(1) = 21,54$ $Q(2) = 21,54$ $Q(3) = 21,54$	$N = 0$ $Q = 3,603$
<p>8. Сила T на среднюю колонну</p>	$N = 0$ $Q = 2,173$	$N = 0$ $Q(1) = 24,69$ $Q(2) = 24,69$ $Q(3) = 24,69$

4.1.8. Расчет на ветровую нагрузку

На левую колонну действует равномерно распределенная нагрузка $q = 1,871$ кН/м и сосредоточенная сила в уровне верха колонны $W = 5,36$ кН. Перемещение $\Delta_{1F}^{(i)}$ можно разделить на два слагаемых: от силы W и от нагрузки q

$$\Delta_{1F}^{(i)} = \Delta_{1F}^{(W)} + \Delta_{1F}^{(q)}.$$

Первое равно $\Delta_{1F}^{(W)} = \delta_{11} \cdot W = 0,7042 \cdot 5,36 \cdot 10^{-3} = 0,003775$ м, второе вычисляется по формуле (4.9) по единичным эпюрам (см. рис. 4.2, а) и грузовым (рис. 4.4).

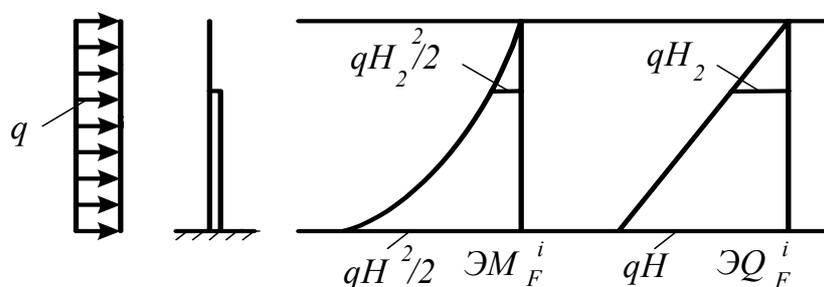


Рис. 4.4. Грузовое состояние при ветровой нагрузке

$$\Delta_{1F}^{(q)} = 0,007455 \text{ м.}$$

Суммирование дает

$$\Delta_{1F}^{(i)} = 0,003775 + 0,007455 = 0,01123 \text{ м.}$$

По формуле (4.7)

$$R_1 = - \Delta_{1F}^{(i)} r_1 = - 0,01123 \cdot 1420 = - 15,95 \text{ кН.}$$

На правую колонну ($i = 3$) действует равномерно распределенная нагрузка $q = 1,169$ кН/м. По формулам (4.7), (4.9) находим

$$\Delta_{1F}^{(i)} = 0,00466 \text{ м, } R_3 = - 6,617 \text{ кН.}$$

К средней колонне нагрузка не прикладывается, $R_2 = 0$.

По выражениям (4.10), (4.1), (4.11) вычисляем

$$R_{1F} = - 22,57 \text{ кН, } \Delta_1 = 0,004502 \text{ м,}$$

$$R_e^{(1)} = - 9,557 \text{ кН, } R_e^{(2)} = 9,783 \text{ кН, } R_e^{(3)} = - 0,2242 \text{ кН.}$$

По выражению (4.12) строим эпюру моментов для заданной рамы. При этом для левой колонны необходимо добавить слагаемое $M_1 \cdot W$, учитывающее действие силы W в уровне верха колонны, т.е. формула (4.12) будет иметь вид

$$M^{(1)} = M_1 (R_e^{(1)} + W) + M_F^{(1)} = -4,197 \cdot M_1 + M_F^{(1)}.$$

Определяем продольные и поперечные силы, результаты помещаем в табл. 4.1.

4.1.9. Расчеты на действие нагрузок от мостовых кранов

Пространственная работа каркаса учитывается коэффициентом C_{dim} (формула 13.21, с. 395 [3])

$$C_{\text{dim}} = 1 / \left(\frac{1}{6} + \frac{3^2}{2(1^2 + 3^2 + 5^2)} \right) = 3,386.$$

Для расчета на мостовые нагрузки

$$r_{11} = 5,013 \cdot 3,386 = 16,97 \text{ МН/м.}$$

4.1.10. Вертикальная нагрузка от двух кранов в одном пролете

На подкрановые части колонн внецентренно передаются силы $D_{\text{max}} = 1334 \text{ кН}$ и $D_{\text{min}} = 338,5 \text{ кН}$, которые вызывают соответственно моменты M_{max} и M_{min} . Рассматриваются два случая действия этих моментов.

1. Момент M_{max} действует на крайнюю колонну ($i = 1$), M_{min} – на среднюю ($i = 2$).

В соответствии с эксцентриситетами $M_{\text{max}} = 400,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $M_{\text{min}} = 253,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Грузовые эпюры показаны на рис. 4.5. По формулам (4.7), (4.8), (4.10), по рис. 4.2, а и 4.5, из уравнения (4.1) и по формуле (4.11) вычисляем

$$\begin{aligned} \Delta_{1F}^{(1)} &= 0,0164 \text{ м}, & R_1 &= -23,29 \text{ кН}, \\ \Delta_{1F}^{(2)} &= -0,004916 \text{ м}, & R_2 &= 10,68 \text{ кН}, \\ R_{1F} &= -12,61 \text{ кН}, & \Delta_1 &= 0,0007431 \text{ м}, \\ R_e^{(1)} &= -22,23 \text{ кН}, & R_e^{(2)} &= 12,29 \text{ кН}, & R_e^{(3)} &= 1,055 \text{ кН}. \end{aligned}$$

По выражению (4.12) строим эпюру моментов для заданной рамы; определяем продольные и поперечные силы в сечениях; результаты помещаем в таблицу.

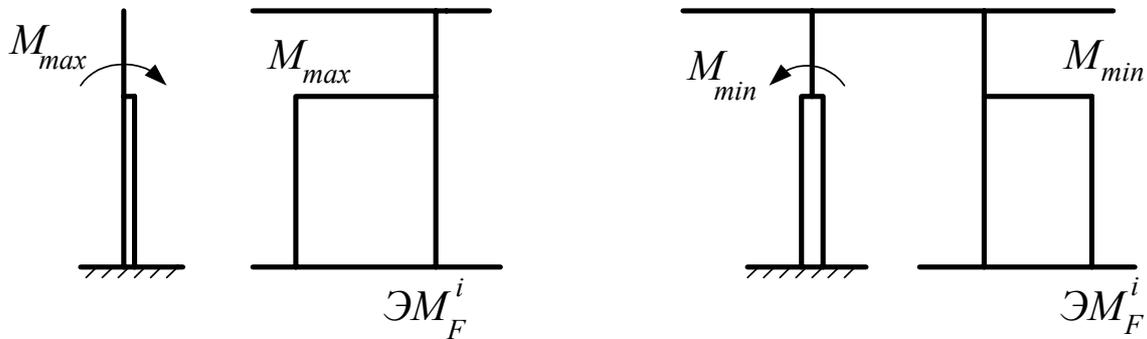


Рис. 4.5. Грузовое состояние при действии вертикальной крановой нагрузки

2. Момент M_{\max} действует на среднюю колонну ($i = 2$), M_{\min} – на крайнюю ($i = 1$).

В соответствии с эксцентриситетами $M_{\max} = 1001$ кН·м, $M_{\min} = 101,5$ кН·м. Грузовые эпюры будут как на рис. 4.5, только моменты M_{\max} и M_{\min} поменяются местами. В той же последовательности, как и в предыдущем случае, вычисляем

$$\begin{aligned} \Delta_{1F}^{(1)} &= 0,004158 \text{ м}, & R_1 &= -5,904 \text{ кН}, \\ \Delta_{1F}^{(2)} &= -0,01938 \text{ м}, & R_2 &= 42,11 \text{ кН}, \\ R_{1F} &= 36,21 \text{ кН}, & \Delta_1 &= -0,002134 \text{ м}, \\ R_e^{(1)} &= -8,934 \text{ кН}, & R_e^{(2)} &= 37,47 \text{ кН}, & R_e^{(3)} &= -3,03 \text{ кН}. \end{aligned}$$

По выражению (4.12) строим эпюру моментов для заданной рамы; определяем продольные и поперечные силы в сечениях; результаты помещаем в табл. 4.1.

4.1.11. Вертикальная нагрузка от четырех кранов

В каждом пролете располагается по два максимально сближенных крана. На среднюю колонну передается суммарная сила $D_{\max} = 2247$ кН, вызывающая центральное сжатие. На крайние колонны ($i = 1, i = 3$) дейст-

вуют внецентренно приложенные силы $D_{\min} = 285,1$ кН, вызывающие моменты $M_{\min} = 85,53$ кНм. Грузовые эпюры будут аналогичны показанным на рис. 4.5. По формулам (4.7), (4.8), (4.10), из уравнения (4.1) и по формуле (4.11) вычисляем

$$\begin{aligned} \Delta_{1F}^{(1)} &= 0,003504 \text{ м}, & R_1 &= -4,976 \text{ кН}, \\ R_3 &= -R_1 = 4,976 \text{ кН}, & R_{1F} &= 0, & \Delta_1 &= 0, \\ R_e^{(1)} &= -4,976 \text{ кН}, & R_e^{(2)} &= 0, & R_e^{(3)} &= 4,976 \text{ кН}. \end{aligned}$$

По выражению (4.12) строим эпюру моментов для заданной рамы; определяем продольные и поперечные силы в сечениях; результаты помещаем в таблицу.

4.1.12. Горизонтальная сила от торможения тележки

Для рассмотрения всех возможных вариантов действия горизонтальной силы достаточно построить эпюры моментов и определить усилия в колоннах для трех случаев.

1. Сила передается на крайнюю колонну.

Два крана в одном пролете создают силу $T = 47,33$ кН. Грузовые эпюры моментов и поперечных сил показаны на рис. 4.6.

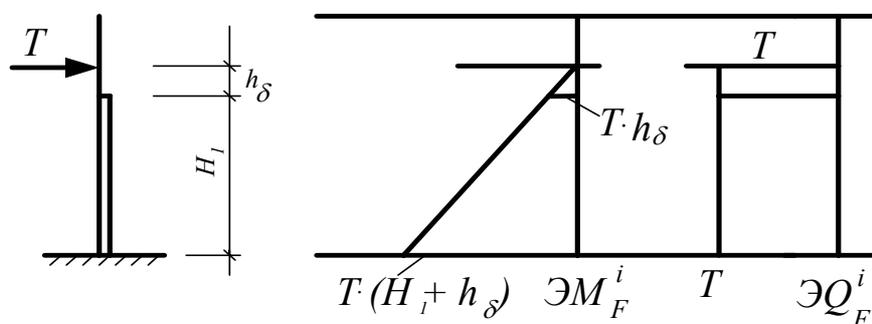


Рис. 4.6. Грузовое состояние при действии горизонтальной тормозной силы

По формулам (4.7), (4.9), (4.10), рис. 4.2, а и 4.6, из уравнения (4.1) и по формуле (4.11) при $h_\delta = 1,4$ м вычисляем

$$\begin{aligned} \Delta_{1F}^{(1)} &= 0,01982 \text{ м}, & R_1 &= -28,14 \text{ кН}, \\ R_{1F} &= -28,14 \text{ кН}, & \Delta_1 &= 0,001658 \text{ м}, \\ R_e^{(1)} &= -25,79 \text{ кН}, & R_e^{(2)} &= 3,603 \text{ кН}, & R_e^{(3)} &= 2,354 \text{ кН}. \end{aligned}$$

По выражению (4.12) строим эпюру моментов для заданной рамы; определяем продольные и поперечные силы в сечениях; результаты помещаем в таблицу.

2. Сила передается на среднюю колонну.

От двух кранов в одном пролете $T = 47,33$ кН. Грузовые эпюры аналогичны показанным на рис. 4.6. В той же последовательности, что и в предыдущем случае, вычисляем

$$\begin{aligned}\Delta_{1F}^{(2)} &= 0,01195 \text{ м}, & R_2 &= -25,97 \text{ кН}, \\ R_{1F} &= -25,97 \text{ кН}, & \Delta_1 &= 0,00153 \text{ м}, \\ R_e^{(1)} &= 2,173 \text{ кН}, & R_e^{(2)} &= -22,64 \text{ кН}, & R_e^{(3)} &= 2,173 \text{ кН}.\end{aligned}$$

По выражению (4.12) строим эпюру моментов для заданной рамы; определяем продольные и поперечные силы в сечениях, результаты помещаем в таблицу.

3. Сила от двух кранов, работающих в разных пролетах.

Два крана, работающие в одном створе в разных пролетах, передают на среднюю колонну силу от торможения тележек $T = 51,18$ кН. Этот случай может быть получен из предыдущего умножением всех усилий в колоннах на величину

$$K = 51,18/47,33 = 1,081.$$

4.1.13. Определение расчетных усилий в расчетных сечениях колонны

В качестве расчетных сечений принимаются:

сечение 1 – над крановой консолью;

сечение 2 – под крановой консолью;

сечение 3 – у основания колонны.

Для каждого из них необходимо определить три экстремальных сочетания внешних нагрузок:

- дающее максимальный момент M_{\max} ;
- дающее минимальный момент M_{\min} ;
- дающее максимальную продольную силу N_{\max} .

Постоянная нагрузка входит во все сочетания. Кроме нее в первое сочетание входят временные нагрузки, дающие положительный момент в сечении, во второе – дающие отрицательный момент, в третье – дающие

сжимающую продольную силу. При этом надо учитывать, что некоторые нагрузки не могут действовать одновременно. Если в сочетании участвует больше одной временной нагрузки, то усилия от них умножаются на коэффициент сочетания $\psi_2 = 0,9$. Поэтому кроме указанных трех сочетаний проверяется еще одно: постоянная нагрузка и одна из временных.

4.2. Расчет на прочность двухветвевой колонны среднего ряда

Исходные данные: бетон тяжелый класса В25, подвергнутый тепло влажностной обработке при атмосферном давлении $R_b = 14,5$ МПа, $R_{bt} = 1,05$ МПа, $E_b = 3 \cdot 10^4$ МПа; продольная арматура стержневая горячекатаная периодического профиля класса А-III, $d > 10$ мм, $R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа. Рассмотрим расчет по двум сечениям: 1 и 2.

4.2.1. Сечение 1

Сплошное сечение колонны $b \times h = 50 \times 60$ см, площадь $A = 3 \cdot 10^3$ см², момент инерции $J = 9 \cdot 10^5$ см⁴, радиус инерции $i = \sqrt{J/A} = 17,32$ см. При $a = a' = 4$ см полезная высота сечения $h_0 = 56$ см. По таблице (п.4.1.7) определены три наиболее опасные комбинации усилий

1. $M_{\max} = (48,92 + 187,4 + 48,41) \cdot 0,9 = 256,3$ кН·м,
 $N = 1187$ кН,
 $Q = (9,783 + 37,47 - 24,69) \cdot 0,9 = 20,31$ кН.
2. $M_{\min} = -256,3$ кН·м, $N = 1187$ кН, $Q = -20,31$ кН.
3. $N_{\max} = 1187 + 383 = 1570$ кН, $M = 0$, $Q = 0$.

Расчет необходимо выполнять на все три комбинации. Для 1-й и 2-й комбинаций вводится коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 1,1$ и принимается предельное напряжение сжатия в арматуре $\sigma_{sci} = 400$ МПа (поскольку участвуют крановые и ветровая нагрузки), для комбинации 3 – $\gamma_{b2} = 0,9$ и $\sigma_{sci} = 500$ МПа (т.к. здесь действуют только постоянная и снеговая нагрузки). Принимается симметричное армирование: $A_s = A'_s$. Рассмотрим расчет по первой комбинации усилий. Усилия от длительно действующих нагрузок: $M_l = 0$, $N_l = 1187$ кН.

Колонна испытывает внецентренное сжатие с эксцентриситетом

$$e_0 = M/N = 25630/1187 = 21,59 \text{ см.}$$

При малом эксцентриситете в расчет вводится случайный эксцентриситет e_0 – максимальное из чисел: $h/30$, $l_0/600$, 10 мм, где h – высота сечения, l_0 – расчетная длина колонны.

Определяется гибкость колонны λ . Расчетная длина l_0 сборных железобетонных колонн зданий с мостовыми кранами для подкрановой и надкрановой частей в плоскости и из плоскости поперечной рамы берется разной (табл. 13.1 [3]).

Для нашего случая:

$$l_0 = 2H_b = 2 \cdot 5,0 = 10,0 \text{ м,}$$

$$\lambda = l_0/i = 1000 / 17,32 = 57,74.$$

Поскольку гибкость больше 14, эксцентриситет e_0 должен умножаться на коэффициент $\eta = 1 / (1 - N / N_{cr})$, учитывающий влияние продольного изгиба.

Критическая сила вычисляется по формуле

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left(\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right),$$

$$\varphi_l = 1 + \beta M_{li} / M_i,$$

$\beta = 1$ для тяжелого бетона, M_{li} , M_i – моменты относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой (менее сжатой) арматуры от длительных и полных нагрузок.

$$M_{li} = M_l + N_l(h_0 - a) / 2 = 0 + 1187 (0,56 - 0,04) / 2 = 308,6 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$M_i = M + N(h_0 - a) / 2 = 256,3 + 1187 (0,56 - 0,04) / 2 = 564,9 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$\varphi_l = 1 + 308,6 / 564,9 = 1,546;$$

$$\delta_e = e_0/h = 21,59/60 = 0,36;$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 (l_0/h + R_b) = 0,5 - 0,01(1000/60 + 1,1 \cdot 14,5) = 0,1738.$$

Принимаем $\delta_e = 0,36$.

$$\alpha = E_s / E_b = 2 \cdot 10^5 / 3 \cdot 10^4 = 6,667.$$

I_s – момент инерции сечения арматуры относительно оси, проходящей через центр тяжести колонны. Чтобы его вычислить, примем предположительно коэффициент армирования $\mu = \mu' = 0,002$.

$$\begin{aligned} I_s &= (\mu + \mu') b h_0 (0,5h - a)^2 = \\ &= 0,004 \cdot 0,5 \cdot 0,56 (0,5 \cdot 0,6 - 0,04)^2 = 7,571 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4. \end{aligned}$$

Подстановка найденных величин в формулу дает

$$N_{cr} = 4,759 \text{ МН},$$

$$\eta = 1 / (1 - 1187 / 4759) = 1,332,$$

$$e = e_o \eta + h/2 - a = 21,59 \cdot 1,332 + 30 - 4 = 54,76 \text{ см},$$

где e – эксцентриситет сжимающей силы относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры.

Распределение напряжений в поперечном сечении колонны зависит от относительной высоты сжатой зоны ξ . Граничное ее значение, при котором напряжение в растянутой арматуре достигает в предельном состоянии величины R_s , определяется по формуле

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}.$$

$\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 1,1 \cdot 14,5 = 0,7224$ – коэффициент полноты эпюры напряжений в бетоне, $\sigma_{sr} = R_s = 365$ МПа – для элементов без предварительного напряжения, $\sigma_{scu} = 400$ МПа.

Подстановка значений в формулу дает

$$\xi_R = 0,5502.$$

Предположим, что $\xi \leq \xi_R$. Поскольку армирование симметричное и $R_s = R_{sc}'$, высота сжатой зоны будет:

$$x = N / (R_b b) = 1187 / (1,1 \cdot 14,5 \cdot 10^{-1} \cdot 50) = 14,88 \text{ см}.$$

$$\xi = x / h_o = 14,88 / 56 = 0,2657.$$

Предположение $\xi \leq \xi_R$ подтверждается. Тогда

$$A_s = A'_s = \frac{N(e - (h_o - x/2))}{R_s (h_o - a')} =$$

$$= \frac{1187(54,76 - (56 - 14,88/2))}{365 \cdot 10^{-1}(56 - 4)} = 3,877 \text{ см}^2.$$

Требуемый по расчету коэффициент армирования

$$\mu = \mu' = A_s / (bh_o) = 3,877 / (50 \cdot 56) = 0,001385.$$

Его необходимо сравнить с принятым предположительно ($\mu = \mu' = 0,002$) и при большом отличии повторить расчет. Следует учесть, что $0,002$ –

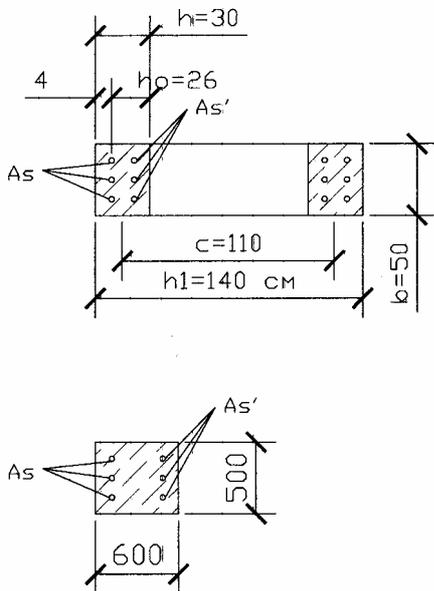


Рис. 4.7. Схема армирования сечения 1

минимальный коэффициент армирования для колонн с гибкостью от 35 до 83. Принимаем $3\varnothing 16$ А – III. $A_s = A'_s = 6,03 \text{ см}^2$. Схема армирования показана на рис. 4.7.

Далее вычисляется гибкость колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости рамы ($l_o = 1,5 H_b$) и, если она больше гибкости в плоскости рамы, то выполняется расчет на сжатие со случайным эксцентриситетом.

4.2.2. Сечение 2 – двухветвевое

Определяем по таблице опасные комбинации усилий

1. $M_{\max} = (48,92 + 813,6 + 48,41) \cdot 0,9 = 819,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$,
 $N = 1428 + 1334 \cdot 0,9 = 2629 \text{ кН}$,
 $Q = (-9,783 + 37,47 + 24,69) \cdot 0,9 = 47,14 \text{ кН}$.
2. $M_{\min} = -819,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N = 2629 \text{ кН}$, $Q = -47,14 \text{ кН}$.
3. $N_{\max} = 1426 + (383 + 2247) \cdot 0,9 = 3795 \text{ кН}$, $M = 0$, $Q = 0$.

Выполним расчет по комбинации 1. Усилия от длительно действующих нагрузок

$$M_l = 0, \quad N_l = 1428 \text{ кН}, \quad Q_l = 0.$$

Армирование принимается симметричное: $A_s = A'_s$. Эксцентриситет сжимающей силы

$$e_o = M/N = 81980 / 2629 = 31,18 \text{ см}.$$

Вычислим гибкость колонны. Расчетная длина подкрановой части колонны в плоскости поперечной рамы

$$l_o = \psi H_n = 1,5 \cdot 10,75 = 16,12 \text{ м,}$$

приведенный радиус инерции составного поперечного сечения вычисляется по формуле

$$r_{red}^2 = \frac{c^2}{4 \left(1 + \frac{3c^2}{\psi^2 n^2 h_1^2} \right)} = \frac{160^2}{4 \left(1 + 3 \left(\frac{160}{1,5 \cdot 4 \cdot 30} \right)^2 \right)} = 1899 \text{ см}^2,$$

$$r_{red} = 43,58 \text{ см.}$$

Здесь $c = 160$ см – расстояние между осями ветвей,

$\psi = 1,5$ – коэффициент приведения длины,

$n = 4$ – число панелей в подкрановой части колонны,

$h_1 = 30$ см – высота сечения ветви.

Гибкость колонны $\lambda_{red} = l_o / r_{red} = 1612 / 43,58 = 36,99$.

Поскольку гибкость больше 14, необходимо учитывать влияние прогиба колонны на величину эксцентриситета. Вычислим критическую силу

$$N_{cr} = 12,8 E_b A \frac{r_{red}^2}{l_o^2} \left(\frac{1}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha \mu \right),$$

где A , μ – площадь сечения и коэффициент армирования ветви

$$A = 30 \cdot 50 = 1500 \text{ см}^2, \quad \mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_o}.$$

При определении $\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l}{M}$ моменты берутся относительно оси, проходящей через центр тяжести ветви.

$$M_l = 0 + 1428 \cdot 1,6 / 2 = 1142 \text{ кН}\cdot\text{м,}$$

$$M = 819,8 + 2629 \cdot 1,6 / 2 = 2923 \text{ кН}\cdot\text{м,}$$

$$\varphi_l = 1 + 1142 / 2923 = 1,391,$$

$$\delta_e = e_o / h_n = 31,18 / 190 = 0,1641,$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 (l_o / h_n + R_b) =$$

$$= 0,5 - 0,01(1612/190 + 1,1 \cdot 14,5) = 0,2557.$$

Принимается $\delta_e = 0,2557$.

$$\alpha = E_s/E_g = 6,667.$$

Примем предположительно коэффициент армирования $\mu = 0,004$. Подстановка найденных величин в формулу дает $N_{cr} = 5,131$ МН. Коэффициент, учитывающий влияние прогиба колонны:

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 2629/5131) = 2,051.$$

Продольные силы в ветвях колонны

$$N_{br} = \frac{N}{2} \pm \frac{M\eta}{c} = \frac{2629}{2} \pm \frac{819,8 \cdot 2,051}{1,6};$$

$$N_{br,1} = 2365 \text{ кН}, \quad N_{br,2} = 263 \text{ кН}.$$

Моменты, возникающие в ветвях, вычисляются в предположении, что нулевая точка на эпюре моментов располагается в середине высоты панели двухветвевой колонны (рис. 4.8).

$$M_{br} = QS/4 = 47,14 \cdot 2,6/4 = 30,64 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Эксцентриситет сжимающей силы

$$e = (M/N)_{br} = 3064/2365 = 1,296 \text{ см}.$$

Когда эксцентриситет меньше случайного, в расчет берется случайный эксцентриситет, равный $\frac{1}{30}h$ или $\frac{1}{600}l$ или 1 см ($h = 30$ см, $l = 2,6$ м).

Эксцентриситет силы относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой (или менее сжатой) арматуры:

$$e_o = e_o + h/2 - a = 1,296 + 30/2 - 4 = 12,30 \text{ см}.$$

Поскольку эксцентриситет мал, предполагается, что $\xi > \xi_R$. В этом случае подбор арматуры осуществляется совместным решением трех уравнений:

уравнения равновесия продольных сил

$$N = R_b bx + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s,$$

условия прочности

$$Ne \leq R_b bx (h_o - x/2) + R_{sc} A'_s (h_o - a')$$

и эмпирической зависимости для напряжений в растянутой (или менее сжатой) арматуре

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - \xi}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s$$

(при бетоне классов В30 и ниже и арматуре классов А-I, А-II, А-III).

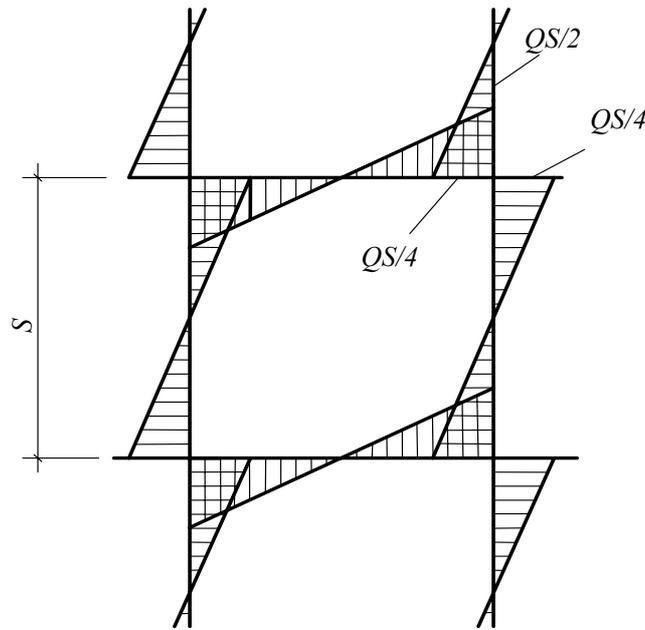


Рис. 4.8. Эпюра моментов

Это приводит к следующей последовательности вычислений:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{2,365}{1,1 \cdot 14,5 \cdot 0,5 \cdot 0,26} = 1,141,$$

должно быть $\alpha_n > \xi_R$ ($\xi_R = 0,5502$);

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n \left(\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{\alpha_n}{2} \right)}{1 - \frac{a'}{h_0}} = \frac{1,141 \left(\frac{12,30}{26} - 1 + \frac{1,141}{2} \right)}{1 - \frac{4}{26}} = 0,05876,$$

должно быть $\alpha_s > 0$;

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s}$$

$$= \frac{1,141(1 - 0,5502) + 2 \cdot 0,05876 \cdot 0,5502}{1 - 0,5502 + 2 \cdot 0,05876} = 1,019,$$

должно подтвердиться $\xi > \xi_R$.

Площадь сечения арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{e/h_0 - (\xi(1 - 0,5\xi))/\alpha_n}{1 - a'/h_0} =$$

$$= \frac{2,365}{365 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{12,30/26 - (1,019(1 - 0,5 \cdot 1,019))/1,141}{1 - 4/26} = 2,683 \text{ см}^2.$$

Требуемый по расчету коэффициент армирования

$$\mu = (A_s + A'_s) / (bh_0) = 2 \cdot 2,683 / (50 \cdot 26) = 0,004128.$$

При большом отличии от принятого предположительно необходимо повторить расчет. Принимаем $3\varnothing 12$ А-III. $A_s = A'_s = 3,39 \text{ см}^2$. Армирование сечения показано на рис. 4.9.

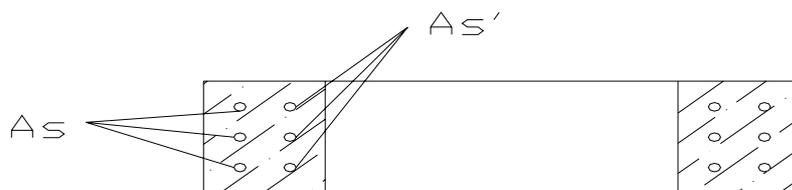


Рис. 4.9. Армирование сечения 2

4.2.3. Расчет колонны из плоскости рамы

Необходимо вычислить гибкость подкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости рамы:

$$l_0 = 0,8 H_n = 0,8 \cdot 10,75 = 8,6 \text{ м},$$

$$i = \frac{50}{\sqrt{12}} = 14,43 \text{ см}, \quad \lambda = l_0 / i = 59,6.$$

Поскольку она больше гибкости в плоскости рамы, необходим поверочный расчет из плоскости рамы со случайным эксцентриситетом ($e_0 = e_a$)

$$e_a = \frac{h}{30}, \frac{l_o}{600}, \quad 1 \text{ см} = \frac{50}{30}, \frac{860}{600}, \quad 1 \text{ см.}$$

Принимаем $e_o = 1,667 \text{ см.}$

Критическая сила для колонны

$$N_{cr} = \frac{6,4E_l}{l_o^2} \left(\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right).$$

$$I = 2 \frac{b^3 h}{12} = 2 \frac{50^3 \cdot 30}{12} = 6,25 \cdot 10^5 \text{ см}^4.$$

$$I_s = 2 \cdot 4,52 \left(\frac{50}{2} - 4 \right)^2 = 3987 \text{ см}^4.$$

Здесь $A_s = A'_s = 4,52 \text{ см}^2$ (4Ø12 А-III, рис. 4.9)

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l}{M}.$$

Моменты M_l (от длительной нагрузки) и M (от полной) берутся относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой (менее сжатой) арматуры. Поскольку плечо этих нагрузок одно и то же, отношение моментов равно отношению сил.

$$\varphi_l = 1 + 1 \frac{1428}{2629} = 1,543.$$

$$\delta_e = e_o / h = 1,667 / 50 = 0,03334.$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 (l_o / h + R_b) = 0,5 - 0,01 (860 / 50 + 1,1 \cdot 14,5) = 0,1685.$$

Принимается $\delta_e = 0,1685 \cdot \alpha = E_s / E_e = 6,667.$

Подстановка найденных величин в формулу дает

$$N_{cr} = 6,048 \text{ МН.}$$

Коэффициент, учитывающий влияние изгиба колонны на величину эксцентриситета:

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 2,629 / 6,048) = 1,769.$$

Эксцентриситет сжимающей силы относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры

$$e = e_o \eta + h/2 - a = 1,667 \cdot 1,769 + 50/2 - 4 = 23,95 \text{ см.}$$

Предполагая, что $\xi > \xi_R$, последовательно вычисляем:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_o} = \frac{2,629}{1,1 \cdot 14,5 \cdot 2 \cdot 0,3(0,5 - 0,04)} = 0,5972,$$

$$(\alpha_n > \xi_R);$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n \left(\frac{e}{h_o} - 1 + \frac{\alpha_n}{2} \right)}{1 - \frac{a'}{h_o}} = \frac{0,5972 \left(\frac{23,95}{46} - 1 + \frac{0,5972}{2} \right)}{1 - \frac{4}{46}} = -0,1182,$$

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \\ &= \frac{0,5972(1 - 0,5502) + 2(-0,1182)0,5502}{1 - 0,5502 - 2 \cdot 0,1182} = 0,6491. \end{aligned}$$

Предположение $\xi > \xi_R$ подтвердилось. Отрицательное значение α_s говорит о том, что по расчету из плоскости рамы армирование колонны не требуется.

4.2.4. Расчет распорки

Усилия, возникающие в распорке (рис. 4.8):

$$M_{ds} = QS / 2 = 47,14 \cdot 2,6 / 2 = 61,28 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$Q_{ds} = M_{ds} / (c/2) = 61,28 / (1,6/2) = 76,6 \text{ кН}.$$

Распорка имеет сплошное сечение $b \times h = 50 \times 40$ см, $h_o = 36$ см. Принимается симметричное армирование:

$$A_s = A'_s = \frac{M_{ds}}{R_s (h_o - a')} = \frac{6128}{365 \cdot 10^{-1} (36 - 4)} = 5,247 \text{ см}^2.$$

Принимаем 3Ø16 А-III. $A_s = A'_s = 6,03 \text{ см}^2$.

Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} R_{bt} b h_o = 0,6 \cdot 1,1 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,36 = 124,7 \text{ кН}.$$

Поскольку $Q_{b,\min} > Q_{ds}$, поперечная арматура по расчету не требуется. Принимается конструктивно Ø6 мм А-I, шаг $S = 150$ мм.

Темы к самостоятельной работе

1. Расчет рамы методом перемещений. Основная система, каноническое уравнение.
2. Определение коэффициента r_{11} канонического уравнения.

3. Определение свободного члена уравнения R_{1F} для различных нагрузок.
4. Определение расчетных усилий в сечениях колонн.
5. Расчет прямоугольного сечения колонны.
6. Расчет двухветвевое сечения.

Раздел 5. СТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ

5.1. Типы железобетонных ферм

В настоящее время применяются предварительно напряженные фермы как основные стропильные конструкции пролетом 18 – 24 м, так и в качестве подстропильных пролетом 12 м.

По способу опирания различают фермы с опиранием на колонны или подстропильные конструкции в уровне верхнего или нижнего пояса ферм. По очертанию верхнего пояса и виду решетки фермы бывают: трапециевидные; сегментные-раскосные; арочные; сегментные-безраскосные; с параллельными поясами.

Фермы с опиранием в уровне нижнего пояса

а) Трапециевидные (полигональные) фермы (рис. 5.1, а) повторяют геометрию применяемых до внедрения сборных железобетонных конструкций типовых металлических ферм. Они имеют небольшой уклон (до 5 %) верхнего пояса, что позволяет применять малоуклонную кровлю, которая сохраняет достоинства плоских кровель. Недостатком таких ферм является относительно большой расход бетона.

б) Сегментные раскосные фермы (рис. 5.1, б) имеют очертание, близкое к параболическому. Вследствие этого уменьшаются усилия в элементах решетки, что приводит к сокращению расхода материала и стоимости. Они нашли широкое применение в 1960 – 80-х годах как типовые стропильные конструкции пролетом 18...24 м с шагом 6 м [15]. Верхний пояс фермы имеет ломаное очертание с прямолинейными участками между узлами. Их недостаток – создание скатной кровли с изломами, что повышает расход бетона и стоимость самой фермы.

в) Безраскосные фермы с криволинейным верхним поясом (рис. 5.1, в) являются дальнейшим развитием конструктивных форм стропильных элементов одноэтажных зданий.

г) В арочных фермах (рис. 5.1, д) усиливается верхний пояс кругового очертания, а решетка разрежается. Арочные фермы при пролетах 18 – 24 м несколько дороже сегментных раскосных, при пролете 30 м имеют примерно такую же стоимость, а при пролетах 36 – 42 м – экономичнее.

д) Двухшарнирные арки (рис. 5,1 д) отличаются от сегментных ферм увеличением поперечного сечения верхнего пояса (арки) и отсутствием элементов решетки. Нижний пояс, поддерживаемый подвесками, играет роль затяжки. Они целесообразны для перекрытия больших пролетов (более 24 м).

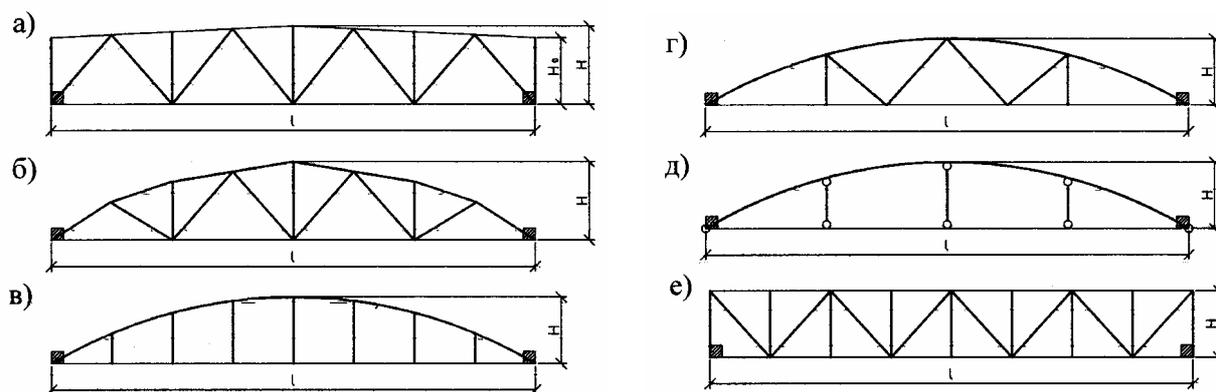


Рис. 5.1. Типы железобетонных ферм: а – полигональные трапециевидного очертания; б – сегментные раскосные; в – арочные безраскосные; г – арочные; д – двухшарнирная арка; е – с параллельными поясами раскосные

е) Фермы с параллельными поясами применяют для создания плоских кровель. Они могут быть как раскосные (рис. 5.1, е), так и безраскосные (рис. 5.2, а). Их недостатком является большой расход бетона. Более экономичны безраскосные фермы сегментного очертания с удлиненными стойками (рис. 5.2, б).

5.2. Безраскосные фермы

Статическая схема безраскосных ферм с криволинейным верхним поясом появилась в результате совершенствования сегментных раскосных и арочных ферм и двухшарнирных арок. В последних сопряжение подвесок, проектируемых вместо стоек, с поясами осуществляется шарнирно, а не жестко как в безраскосных фермах. Это приводит к перерасходу стали на 20...30 % при одинаковом расходе бетона из-за того, что при учете сне-

говых мешков изгибающие моменты в верхнем поясе оказываются в 2...2,5 раза больше.

Безраскосные фермы сегментного очертания эффективнее ферм с параллельными поясами потому, что в первом случае вертикальная нагрузка с верхнего пояса за счет арокочного эффекта передается непосредственно на опоры, а во втором – на стойки, что вызывает в узлах ближе к опорам большие изгибающие моменты. Поэтому для зданий с малоуклонными кровлями сегментные безраскосные фермы изготавливают с удлиненными стойками (рис. 5.2, б, в) [6]. Это конструктивное решение по сравнению с безраскосными фермами с параллельными поясами требует на 30...40 % меньше бетона и стали.

Исследования по оценке целесообразности безраскосных ферм [16] показали, что при скатных покрытиях расход материалов на безраскосные и раскосные фермы практически одинаков. При плоских же покрытиях сегментные безраскосные фермы с удлиненными стойками требуют на 15...18 % меньше стали, чем типовые раскосные фермы серии ПП-01-02.

К достоинствам безраскосных ферм по сравнению с типовыми раскосными можно отнести:

- возможность из-за отсутствия раскосов эффективнее использовать межферменное пространство для размещения различных коммуникаций;
- принять в результате расположения стоек через 3 м более рациональную конструкцию подвесных потолков в зданиях с техническими этажами;
- осуществлять более упрощенное крепление подвесных транспортных конвейеров или кран-балок;
- сократить трудоемкость арматурных работ за счет упрощения конструкции узлов сопряжения элементов решетки с поясами (рис. 5.2, г).

Типовые железобетонные безраскосные фермы (рис. 5.3) в серии 1.463-3 разработаны для покрытий зданий со скатной и малоскатной кровлей с шагом ферм 6 и 12 м. К фермам разрешается подвеска кранов до 5 т. Фермы всех марок изготавливаются для каждого пролета (18 и 24 м) в единой опалубочной форме со сменными вкладышами. Очертание верхнего пояса принято по окружности с радиусами наружной грани $R = 15,5$ м для $l = 18$ м и $R = 25,17$ м для $l = 24$ м. Высота в середине достигает для пролета 18 м – 3 м, а для пролета 24 м – 3,3 м. На опоре фермы имеют одинаковую унифицированную высоту 0,88 м. В местах сопряжения стоек с поя-

сами предусматриваются утолщения (вуты) для обеспечения восприятия узловых изгибающих моментов. Сечения всех элементов фермы принимаются прямоугольными одинаковой ширины (табл. 5.1) [6].

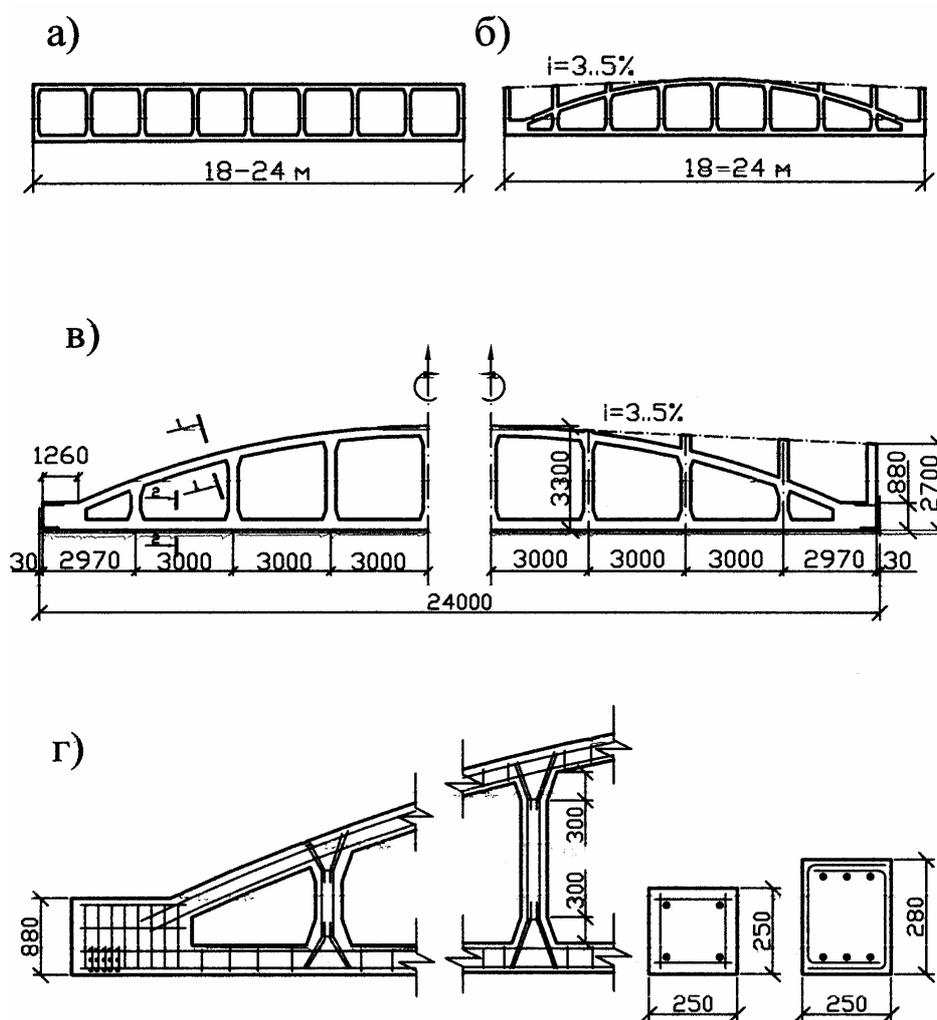


Рис. 5.2. Безраскосные фермы: а – с параллельными поясами; б – сегментная ферма с удлиненными стойками; в – чертеж фермы; г – схема армирования узлов

Таблица 5.1

Расчетная нагрузка		Ширина фермы			
Покры- тие и снег q_s , кгс/м ²	Подвес- ные кра- ны, т	Высота сечений верхнего и нижнего поясов; стойки			
		Сетка опор (пролет×шаг, м)			
		18×6	18×12	24×6	24×12
3000	-	240	280	240	280
		200;220;200	250;280;250	200;220;250	300;340;300

4000	3	240 250;280;250	280 300;340;300	240 250;280;250	280 420;460;350
5000	5	280 250;280;250	280 300;340;300	280 300;340;300	280 420;460;350

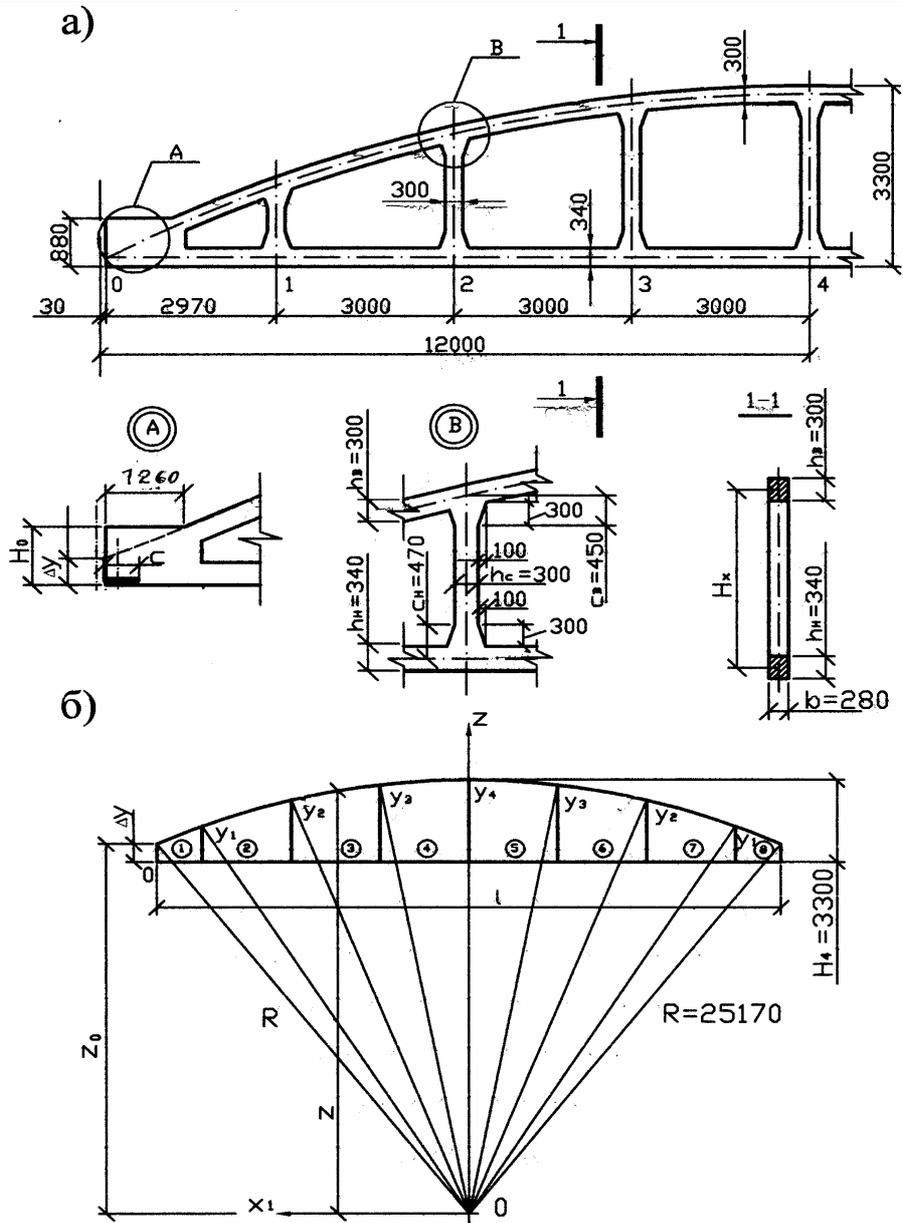


Рис. 5.3. Железобетонная безраскосная ферма пролетом 24 м:
а – опалубочные размеры; б – геометрическая схема

В качестве напрягаемой арматуры нижнего пояса ферм при длине выше 12 м следует преимущественно применять горячекатаную арматуру

классов А-V и А-VI, а также арматурные канаты классов К-7 и К-19. Допускается применять при отсутствии вышеуказанных классов горячекатаную и термомеханически упрочненную арматуру классов А-IV, А_T-IVC и А-III_B [1]. Напряжение производится на упоры. Нижний пояс армируется, кроме конструктивной, основной арматурой.

5.3. Особенности расчета

Расчет ферм выполняется в два этапа. Сначала определяются усилия и перемещения в элементах фермы. Затем рассчитывается нижний и верхний пояса, стойки и узлы по двум группам предельных состояний с целью уточнения размеров сечения (предварительно на стадии компоновки поперечной рамы здания задаются все геометрические параметры), класса бетона, класса и требуемой площади рабочей арматуры.

При определении усилий в элементах фермы (статический и динамический расчеты) творческой задачей становится выбор расчетной схемы (модели). Фермы всех типов являются статически неопределимыми стержневыми системами, каждый контур которых имеет три лишних связи.

Принимается, что по концам фермы устанавливаются на шарнирные опоры (с одной стороны неподвижный шарнир, а с другой – подвижный (рис. 5.4)), считая при этом, что сопряжение (стык) фермы с колонной изгибающий момент не воспринимает.

Статический расчет рекомендуется выполнять на ЭВМ по имеющимся на кафедре программам. Главное – обосновать все исходные данные. Чтобы быть уверенным в точности результатов расчета на ЭВМ, рекомендуется провести их проверку:

- приближенно усилия сжатия в верхнем поясе N_c и растяжения в нижнем поясе N равны по абсолютной величине и могут быть определены по следующей формуле:

$$N = M_6 / H_c,$$

где $M_6 = ql^2 / 8$ – балочный изгибающий момент; q – интенсивность равномерно распределенной нагрузки; l_1 – расчетный пролет фермы;

- в узлах поясов должно соблюдаться условие

$$M_c = M_d + M_{пр},$$

где M_c , $M_{\text{л}}$, $M_{\text{п}}$ – изгибающие моменты в стойке M_c элементов верхнего и нижнего поясов, расположенных слева $M_{\text{л}}$ и справа $M_{\text{п}}$ от рассматриваемого узла;

- если конструкция и нагрузка имеют вертикальную ось симметрии, то значения исходных данных и результатов расчета для каждой пары элементов, симметрично расположенных относительно этой оси, должны быть одинаковыми.

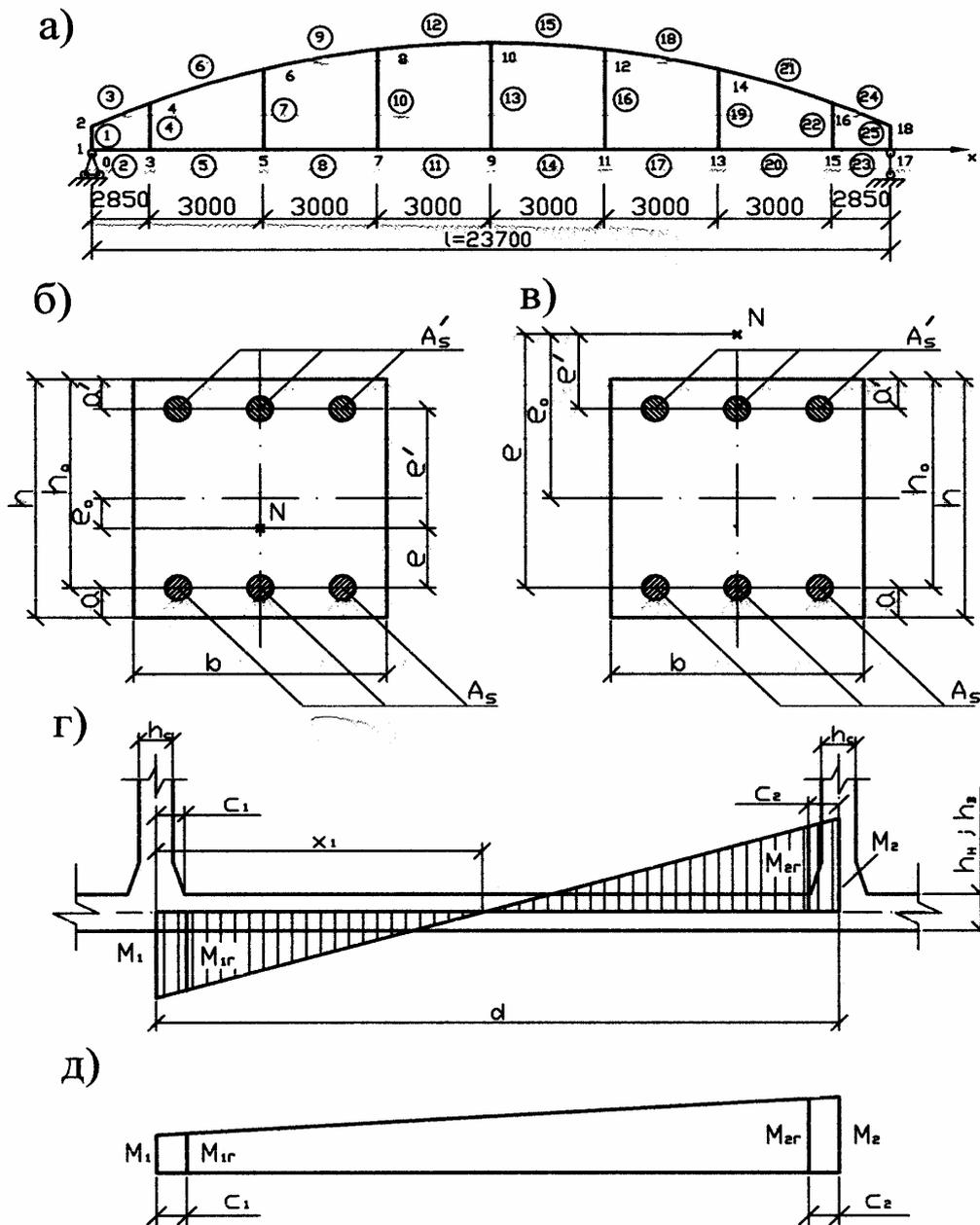


Рис. 5.4. К расчету фермы: а – расчетная схема; б, в – поперечное сечение нижнего и верхнего поясов; г, д – к определению моментов у грани втул

Особенности расчета по двум группам предельных состояний рассматриваются в примере расчета безраскосной фермы пролетом 24 м.

При расчете сжатых элементов фермы принимаются следующие значения расчетных длин:

- верхнего пояса в плоскости фермы при узловой нагрузке $l_0 = d$, а при наличии внеузловой нагрузки – $l_0 = 0,8 d$ (d – расстояние между узлами);
- верхнего пояса под фонарем из плоскости фермы при покрытии из крупноразмерных плит (6×3 м или 12×3 м) $l_0 = 0,8 L$, где L – расстояние от среднего закрепленного распоркой узла до узла под бортовым элементом фонаря;
- раскосов и стоек в плоскости фермы $l_0 = 0,8 d$;
- раскосов и стоек из плоскости фермы $l_0 = d$, где d – длина элемента.

5.4. Армирование ферм

При армировании ферм рекомендуется:

- минимальный диаметр арматуры верхнего пояса принимать равным 10 мм;
- в сжатых элементах решетки допускать применение продольной арматуры $d = 8$ мм при армировании их пространственными каркасами;
- для внецентренно сжатых элементов принимать площадь сечения продольной арматуры A_s или A'_s , если даже не требуется по расчету сжатая арматура A'_s , в зависимости от гибкости и условий ее работы не менее следующих значений в процентах от площади бетона [1, табл. 3.8]:

$$\begin{aligned}l_0/i < 17 - A_s \text{ и } A'_s \geq 0,05 A/100; \\ 17 < l_0/i < 35 - A_s \text{ и } A'_s \geq 0,1 A/100; \\ 35 < l_0/i < 83 - A_s \text{ и } A'_s \geq 0,2 A/100; \\ l_0/i > 83 - A_s \text{ и } A'_s \geq 0,25 A/100,\end{aligned}$$

где l_0 – расчетная длина стержня; $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ – радиус инерции площади сечения стержня; I и A – момент инерции и площадь бетонного сечения стержня.

Изгибаемые и растянутые элементы с большими эксцентриситетами $A_s \geq 0,05 A/100$. Растянутые элементы прямоугольного сечения с малыми

эксцентриситетами ($e_o = \frac{M}{N} \leq 0,5(h_o - a')$)

$$A_s \geq 0,05 A/100; \quad A'_s \geq 0,05 A/100,$$

где A_s и A'_s – площади растянутой арматуры, расположенной соответственно в нижней и верхней части площади сечения элемента;

- если в сжатых элементах решетки продольная арматура используется не более чем на 50 %, то можно применять плоские каркасы с двумя продольными стержнями диаметром не менее 10 мм, причем околоузловая зона должна быть конструктивно армирована замкнутой сеткой для восприятия возможных изгибающих моментов, возникающих в узлах;

- принимать длину заделки в узлах фермы стержней периодического профиля рабочей арматуры растянутых элементов решетки при отсутствии анкеров на концах стержней не менее чем 35 диаметров расчетной арматуры, но не менее чем 20 диаметров принятой; при устройстве на концах стержней анкеров длина заделки должна быть не менее $20 d$ (расчетной или принятой арматуры).

Шаг поперечной арматуры в сварных каркасах принимается равным не более $20 d$ ($s \leq 20 d$), шаг хомутов в вязаных каркасах – не более $15 d$ ($s \leq 15 d$).

При армировании опорных узлов фермы (см. рис. 5.2, г, 5.5, б) проводится подбор хомутов, обеспечивающих прочность по наклонному сечению на действие опорной реакции, обыкновенной дополнительной арматуры, компенсирующей понижение расчетного усилия в напрягаемой арматуре из-за недостаточной анкеровки в узле (см. [3, с. 417 – 423]), и сеток, увеличивающих силу сцепления предварительно напряженной арматуры с бетоном.

5.5. Пример расчета безраскосной фермы пролетом 24 м

5.5.1. Задание на проектирование

Ферма железобетонная безраскосная сегментная предварительно напряженная на пролет 24 м при шаге колонн 12 м подбирается из справочной литературы [15, 6].

Основные размеры фермы и ее элементов показаны на рис. 5.3, а:

номинальная длина $l_H = 24,0$ м;

конструктивная длина $l_K = 23,94$ м;

высота в середине $H_4 = 3,3$ м;

высота на опоре $H_0 = 0,88$ м;

длина опорного диска $a_1 = 1,26$ м;

длина верхней горизонтальной части диска $a_2 = 1,15$ м;

радиус кривизны верхней грани сегментной части фермы $R = 25,17$ м;

расстояние между стойками $d = 3,0$ м;

ширина элементов фермы $b = 0,28$ м;

высота сечения верхнего пояса $h_B = 0,3$ м;

высота сечения нижнего пояса $h_H = 0,34$ м;

высота сечения стоек $h_C = 0,3$ м;

высота вутов (утолщений) $h_Y = 0,3$ м;

ширина вутов $b_Y = h_Y / 3 = 0,1$ м.

Нагрузка расчетная на 1 м^2 покрытия с учетом собственной массы фермы ($G_{\text{ф}} = 14,25$ т) $q = 0,56$ тс/м²; нормативная нагрузка на 1 м^2 покрытия $q_{\text{н}} = 0,464$ тс/м²; длительно действующая часть расчетной нагрузки $q_l = 0,462$ тс/м².

Нагрузка, сосредоточенная на промежуточные узлы $P = qad = 20,16$ тс, где $a = 12$ м – шаг ферм; $d = 3$ м – расстояние между узлами.

Характеристики бетона и арматурной стали назначаются в соответствии с заданием из норм [1].

Бетон принимается класса В35: расчетное сопротивление осевому сжатию $R_b = 199$ кгс/см² и осевому растяжению $R_{bt} = 13,3$ кгс/см²; расчетное сопротивление для предельных состояний второй группы $R_{b,ser} = 260$ кгс/см² и осевому растяжению $R_{bt,ser} = 19,9$ кгс/см²; начальный модуль упругости бетона $E_b = 3,52 \cdot 10^5$ кгс/см².

Арматура предварительно напрягаемая принимается класса А-V: расчетное сопротивление осевому растяжению для предельных состояний первой группы $R_s = 6950$ кгс/см² и для предельных состояний второй группы $R_{s,ser} = 8000$ кгс/см²; модуль упругости $E_s = 1,9 \cdot 10^6$ кгс/см². Продольная арматура класса А-III: расчетное сопротивление осевому растяжению для предельных состояний первой группы $R_s = 3600$ кгс/см² ($\varnothing 6 - 8$

мм) и $R_s = 3750$ кгс/см² ($\varnothing 10 - 40$ мм); осевому сжатию $R_{sc} = 3600$ кгс/см² ($\varnothing 6 - 8$ мм) и $R_{sc} = 3750$ кгс/см² ($\varnothing 10 - 40$ мм); модуль упругости $E_s = 2 \cdot 10^6$ кгс/см².

Арматура поперечная и отогнутые стержни класса А-III: расчетное сопротивление для предельных состояний первой группы $R_{sw} = 2900$ кгс/см² ($\varnothing 6 - 8$ мм); класса Вр-I: расчетное сопротивление для предельных состояний первой группы $R_{sw} = 2750$ кгс/см² (для $\varnothing 3$ мм), $R_{sw} = 2700$ кгс/см² (для $\varnothing 4$ мм), $R_{sw} = 2650$ кгс/см² (для $\varnothing 5$ мм), модуль упругости $E_s = 1,7 \cdot 10^6$ кгс/см².

5.5.2. Геометрические расчеты

Для изготовления фермы используется металлическая форма для типовых конструкций [15, 6] (см. рис. 5.2, 5.3, а). Геометрическая схема фермы приведена на рис. 5.3, б. Расчеты выполняются с учетом того, что верхний пояс очерчен по дуге круга ($R = 25,17$ м) по следующему алгоритму:

$f = R - \sqrt{R^2 - (l/2)^2} = 2,964$ – высота дуги в середине расчетного пролета ($l = 23,7$ м);

$\Delta y = H_4 - f = 0,336$ м – высота опорной части в предположении, что дуга проведена до пересечения с осью опоры;

$z = \sqrt{R^2 - x_1^2}$ – вертикальная координата от горизонтальной линии, проходящей через центр круга, до соответствующей точки на дуге круга;

x_1 – ордината, отсчитываемая от середины фермы (сечение «4»);

x – ордината, отсчитываемая от левой опоры фермы (сечение «0»);

y_1 – вертикальная координата, отсчитываемая от нижней до верхней грани фермы в сечении x ;

$y = y_1 - 0,5 (h_b + h_n)$ – вертикальная координата, отсчитываемая от оси нижнего пояса до оси верхнего пояса;

$l = l_k - c = 23,94 - 0,24 = 23,7$ – расчетный пролет фермы;

$c = 0,24$ м – принятая длина опирания фермы на колонну, равная длине опорной закладной детали;

$h_{\text{в}}$ и $h_{\text{н}}$ – высоты сечений верхнего и нижнего поясов фермы $(h_{\text{в}} + h_{\text{н}})/2 = 0,32$ м.

Результаты вычислений сведены в табл. 5.2.

Таблица 5.2

Номер сечения	x_1 , м	z , м	$\Delta z = z - z_0$, м	$y_1 = \Delta z + \Delta y$, м	$x = l/2 - x_1$, м	$y = y_1 - (h_{\text{в}} + h_{\text{н}})/2$, м
0	11,85	22,21	0	0,34	0	0,02
1	9	23,51	1,3	1,63	2,85	1,31
2	6	24,44	2,23	2,57	5,85	2,25
3	3	24,99	2,78	3,12	8,85	2,8
4	0	25,17	2,96	3,3	11,85	2,98
5	3	24,99	2,78	3,12	14,85	2,8
6	6	24,44	2,23	2,57	17,85	2,25
7	9	23,51	1,3	1,63	20,85	1,31
8	11,85	22,21	0	0,34	23,85	0,02

Здесь (см. рис. 5.3, б) сечения «0» и «8» совпадают с началом и концом расчетной длины $l = 23,7$ м. Приближенно принимается, что высота опорных элементов, которые условно заменяют опорные диски, равняется 0,1 м.

Для раскрытия статической неопределимости определяются геометрические характеристики: $A_{\text{в}}$; $I_{\text{в}}$; $A_{\text{н}}$; $I_{\text{н}}$; $A_{\text{д}}$; $I_{\text{д}}$; $A_{\text{с}}$; $I_{\text{с}}$ – площади и моменты инерции соответственно верхнего и нижнего поясов фермы, опорного диска и стоек. Вычисления сведены в табл. 5.3.

Таблица 5.3

№ п/п	Характеристики	b , м	h , м	Формулы	Результаты расчета
1	$A_{\text{в}}$	0,28	0,3	$b h_{\text{в}}$	0,0840
2	$I_{\text{в}}$	0,28	0,3	$b h_{\text{в}}^3 / 12$	0,000630
3	$A_{\text{н}}$	0,28	0,34	$b h_{\text{н}}$	0,0952
4	$I_{\text{н}}$	0,28	0,34	$b h_{\text{н}}^3 / 12$	0,000917
5	$A_{\text{д}}$	0,28	1,26	$b h_{\text{д}}$	0,3528

6	I_d	0,28	1,26	$b h_d^3 / 12$	0,046680
7	A_c	0,28	0,3	$b h_c$	0,0840
8	I_c	0,28	0,3	$b h_c^3 / 12$	0,000630

5.5.3. Расчет фермы на ЭВМ

Для определения напряженно-деформированного состояния фермы как статически неопределенной плоскостной стержневой системы можно использовать, например, программу «*PLANE*», имеющуюся на кафедре. В основу программы принят метод конечных элементов (МКЭ). Она вычисляет перемещения всех узлов конструкций и усилия M , N и Q в стержнях фермы.

Оформление ввода исходных данных начинается с эскиза фермы (см. рис. 5.4). Направление координаты X принимается от левой опоры по горизонтали вправо, координаты Y – вверх от опоры. Арабскими цифрами без кружков нумеруются узлы расчетной схемы фермы последовательно слева направо и снизу вверх по положительному направлению координат X и Y . Элементы фермы нумеруются арабскими цифрами в кружках в той же последовательности, что и узлы.

Нагрузка на покрытие $P_i = qad = 20,16$ тс (см. п. 5.5.2) прикладывается к узлам фермы, где i – номер верхнего узла. Составляется (набирается) первая таблица данных узлов – *knots* (табл. 5.4).

Таблица 5.4

Knots

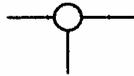
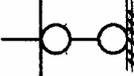
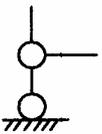
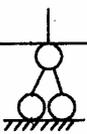
<i>Number</i>	<i>Type</i>	x	y	P_x	P_y	M_z
1	8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	5	0,00	0,10	0,00	0,00	0,00
3	5	2,85	0,00	0,00	0,00	0,00
4	5	2,85	1,31	0,00	-20,16	0,00
5	5	5,85	0,00	0,00	0,00	0,00
6	5	5,85	2,25	0,00	-20,16	0,00
7	5	8,85	0,00	0,00	0,00	0,00
8	5	8,85	2,80	0,00	-20,16	0,00
9	5	11,85	0,00	0,00	0,00	0,00
10	5	11,85	2,98	0,00	-20,16	0,00
11	5	14,85	0,00	0,00	0,00	0,00
12	5	14,85	2,80	0,00	-20,16	0,00
13	5	17,85	0,00	0,00	0,00	0,00
14	5	17,85	2,25	0,00	-20,16	0,00
15	5	20,85	0,00	0,00	0,00	0,00
16	5	20,85	1,31	0,00	-20,16	0,00
17	6	23,70	0,00	0,00	0,00	0,00

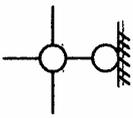
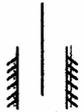
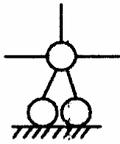
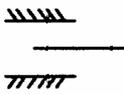
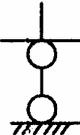
18	5	23,70	0,10	0,00	0,00	0,00
----	---	-------	------	------	------	------

В первом столбце (*number*) указаны номера узлов. Типы узлов, оценивающие возможные ограничения их перемещений, переписаны во второй столбец (*type*). Возможные варианты типов узлов приведены в табл. 5.5.

Принимается, что ферма слева опирается на опору, ограничивающую перемещения по горизонтали (по оси X) и по вертикали (по оси Y), а справа – только по вертикали (по оси Y). Так как элементы ферм сопряжены друг с другом жестко, принимается для узла 1 тип 8, для узла 17 – тип 6 и для остальных узлов – тип 5 (см. рис. 5.4, а). В 3-м и 4-м столбцах переписаны из табл. 3.2 координаты узлов в соответствии с принятой системой координат. В 5-м и 7-м столбцах для всех узлов сосредоточенная горизонтальная нагрузка P_x и сосредоточенные моменты M_z приняты равными нулю, так как в рассматриваемом примере они отсутствуют. Вертикальные сосредоточенные в узлах силы $P_y = -20,16$ тс учитываются со знаком «минус» (столбец 6), так как положительное направление координаты Y принято снизу вверх.

Таблица 5.5

Номер узла	Схема	Номер узла	Схема
1		7	
2		8	

3		9	
4		10	
5		11	
6			

Затем составляется (набирается) вторая таблица данных (*pivots*) – таблица элементов фермы (табл. 5.6). В столбце 1 указаны номера (*number*) элементов фермы в соответствии с рис. 5.4, а. В столбцах 2 и 3 даны номера узлов, расположенных слева или внизу (*knot 1*) и справа или вверху (*knot 2*) от рассматриваемого стержня, то есть в начале и конце элементов фермы. В столбце 4 приведено значение начального модуля упругости бетона $E_b = 3,52 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2 = 35 \cdot 10^5 \text{ тс/м}^2$ (см. п. 5.5.1). Программа «*PLANE*» требует, чтобы модуль упругости E_b вводился в ЭВМ в виде $M_x e^5$, где $M = E_b / 10^5$. В столбцы 5 и 6 выписываются из табл. 3.3 значения площадей A и моментов инерции I сечений элементов фермы.

Результаты расчета сохраняются на диске в табличной форме (для примера см. табл. 5.7 и 5.8). Табл. 5.7 содержит значения перемещений каждого узла по оси X («*u*») и по оси Y («*v*») в метрах и угол поворота (F_i) в радианах.

В табл. 5.8 записаны значения усилий и моментов в элементах фермы: продольной силы N (тс), моментов в начале элемента M_1 (тс·м) и в конце M_2 (тс·м) и поперечной силы Q (тс). Знак «минус» у N означает сжатие, а знак «плюс» – растяжение.

Таблица 5.6

Pivots

<i>Number</i>	<i>Knot 1</i>	<i>Knot 2</i>	<i>E</i>	<i>A</i>	<i>I</i>
1	1	3	35e5	0,3528	0,046680
2	1	2	35e5	0,0952	0,000917
3	2	3	35e5	0,0840	0,000630

4	3	4	35e5	0,0840	0,000630
5	3	4	35e5	0,0952	0,000917
6	4	5	35e5	0,0840	0,000630
7	5	6	35e5	0,0840	0,000630
8	5	6	35e5	0,0952	0,000917
9	6	7	35e5	0,0840	0,000630
10	7	8	35e5	0,0840	0,000630
11	7	8	35e5	0,0952	0,000917
12	8	9	35e5	0,0840	0,000630
13	9	10	35e5	0,0840	0,000630
14	9	11	35e5	0,0952	0,000917
15	10	12	35e5	0,0840	0,000630

Окончание табл. 5.6

<i>Number</i>	<i>Knot 1</i>	<i>Knot 2</i>	<i>E</i>	<i>A</i>	<i>I</i>
16	11	12	35e5	0,0840	0,000630
17	11	13	35e5	0,0952	0,000917
18	12	14	35e5	0,0840	0,000630
19	13	14	35e5	0,0840	0,000630
20	13	15	35e5	0,0952	0,000917
21	14	16	35e5	0,0840	0,000630
22	15	16	35e5	0,0840	0,000630
23	15	17	35e5	0,0952	0,000917
24	16	18	35e5	0,0840	0,000630
25	17	18	35e5	0,3528	0,046680

В стержнях верхнего пояса 3, 6, 9, 12 и т.д. возникает сжатие с изгибом, то есть внецентренное сжатие. Стойки за исключением первого от опоры стержня 4 сжимаются мало и практически деформируются как изгибаемые элементы.

Таблица 5.7

<i>Knot</i>	<i>u</i>	<i>v</i>	<i>F_i</i>
1	0,00000	0,0000	-0,00445
2	0,00044	0,0000	-0,00444
3	0,00121	-0,0163	-0,00438
4	0,00560	-0,0164	-0,00387
5	0,00260	-0,0277	-0,00271
6	0,00735	-0,0277	-0,00253

7	0,00401	-0,0345	-0,00141
8	0,00691	-0,0345	-0,00130
9	0,00543	-0,0368	0,00000
10	0,00543	-0,0368	0,00000
11	0,00685	-0,0345	0,00141
12	0,00395	-0,0345	0,00130
13	0,00826	-0,0277	0,00271
14	0,00351	-0,0277	0,00253
15	0,00964	-0,0163	0,00438
16	0,00526	-0,0164	0,00387
17	0,01086	0,0000	0,00445
18	0,01041	0,0000	0,00444

В соответствии с рекомендациями (подразд. 5.3) приближенно проверяются результаты расчета. Усилия N в элементе нижнего пояса 11 и верхнего пояса 12 вычисляются по следующей формуле:

$$N = \pm M_6 / y_{10} = \pm 158,33 \text{ тс},$$

где $M_6 = q l^2 / 8 = 6,72 \cdot 23,7^2 / 8 = 471,82 \text{ тс} \cdot \text{м}$; $q = P_y / d = 20,16 / 3 = 6,72 \text{ тс/м}$; $l = 23,7 \text{ м}$; $d = 3 \text{ м}$; $y_{10} = 2,98 \text{ м}$ – ордината узла 10.

Разница результатов расчета на ЭВМ (см. табл. 5.8): $N_{11} = 157,67 \text{ тс}$ и $N_{12} = -157,97 \text{ тс}$ и полученных приближенно составляет около 0,4 %.

Сумма моментов в узле 3 должна равняться нулю

$$M_{22} - M_{51} = M_{41},$$

где (см. табл. 5.8) $M_{22} = 8,95 \text{ тс} \cdot \text{м}$, $M_{51} = 0,22 \text{ тс} \cdot \text{м}$, $M_{41} = 8,73 \text{ тс} \cdot \text{м}$ – моменты соответственно на конце элемента 2, в начале элемента 5 и в начале элемента 4.

Таблица 5.8

<i>Pivot</i>	N	M_1	M_2	Q
1	-64,32	8,84	-5,39	-141,94
2	141,94	-8,84	8,95	6,24
3	-155,79	-5,39	6,15	3,74
4	-5,21	8,73	-7,01	-11,97

5	153,91	0,22	3,34	1,03
6	-161,64	-0,75	2,70	1,09
7	-0,20	3,23	-2,80	-2,67
8	156,58	0,11	2,59	0,83
9	-159,32	-0,22	1,94	0,69
10	-0,50	1,62	-1,40	-1,09
11	157,67	1,08	2,05	0,32
12	-157,97	0,54	1,40	0,29
13	-0,65	0,00	0,00	0,00
14	157,67	2,05	1,08	-0,29
15	-157,97	1,40	0,54	-0,32

Окончание табл. 5.8

<i>Pivot</i>	<i>N</i>	<i>M</i> ₁	<i>M</i> ₂	<i>Q</i>
16	-0,50	-1,62	1,40	1,09
17	156,58	2,59	0,11	-0,83
18	-159,32	1,94	-0,22	-0,69
19	-0,20	-3,23	2,80	2,67
20	153,91	3,34	0,22	-1,03
21	-161,64	2,70	-0,75	-1,09
22	-5,21	-8,73	7,01	11,97
23	141,94	8,95	-8,84	-6,24
24	-155,79	6,15	-5,39	-3,74
25	-64,32	-8,84	5,39	-141,94

Также дает положительный результат сравнение прогиба v и угла поворота F_i (см. табл. 5.7) и усилий N , M_1 , M_2 и Q , расположенных симметрично относительно вертикальной оси симметрии фермы. В случае симметрии конструкции и нагрузки значения этих величин должны быть одинаковыми.

Аналогичная проверка должна проводиться при вводе данных (см. табл. 5.5 и 5.8).

5.5.4. Расчет нижнего пояса

Нижний пояс фермы рассчитывается как внецентренно растянутый элемент на усилия от расчетных нагрузок из табл. 5.8. Расчетом определяется требуемая площадь растянутой арматуры A_s и A'_s по формулам норм [1] для случая, когда продольная сила приложена между равнодействующими усилий в арматуре A_s и A'_s (см. рис. 5.4, б).

Результаты расчета, полученные по нижеприведенному алгоритму, сведены в табл. 5.9.

$$x_1 = |M_1|d / (|M_1| + |M_2|); e_o = M_r / N;$$

$$M_{1r} = M_1(x_1 - c_1)/x_1; M_{2r} = ((d - x_1 - c_2)/(d - x_1)) M_2 \text{ (см. рис. 2.2, г);}$$

$$e = (0,5h - a) - e_o; e' = e_o\eta + (0,5h - a) \text{ (см. рис. 2.2, б);}$$

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s(h_o - a')}; A'_s = \frac{Ne}{R_s(h_o - a')}.$$

Таблица 5.9

№ п/п	Иско- мые вели- чины	Номер элемента							
		3		6		9		12	
		Нача- ло эле- мента	Ко- нец эле- мента	Нача- ло эле- мента	Ко- нец эле- мента	Нача- ло эле- мента	Ко- нец эле- мента	Нача- ло эле- мента	Ко- нец эле- мен- та
1	M , тс·м	-8,84	8,95	0,22	3,34	0,11	2,59	1,08	2,05
2	N (тс)	141,9	141,9	153,9	153,9	156,6	156,6	157,7	157,7
3	d (м)	2,85	2,85	3	3	3	3	3	3
4	c (м)	1,14	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
5	x_1 (м)	1,42	1,42	-	-	-	-	-	-
6	M_r , тс·м	-1,54	7,53	0,477	3,08	0,315	2,38	1,16	1,97
7	e_o , см	1,1	5,3	0,3	2,0	0,2	0,5	1,7	1,25
8	e' , см	14,1	18,3	13,3	15,0	13,2	14,5	13,7	14,25
9	e , см	11,9	7,7	12,7	11,0	12,8	11,5	12,3	11,75
10	A_s , см ²	11,07	14,4	11,33	12,7	11,44	12,5	11,96	12,44
11	A'_s , см ²	9,35	6,12	10,82	9,36	11,09	9,96	10,74	10,25

Здесь (см. табл. 5.9 и рис. 5.4) $|M|$ и N – абсолютные значения момента на левом 1 и правом 2 концах элемента и значение нормальной силы;

x_1 – расстояние от оси левой стойки до нулевой точки эпюры M (см. рис. 5.4, г);

$c = (h_c / 2 + b_b)$ – расстояние от оси стойки до начала вута [2];

$M_{1г}$ и $M_{г}$ – моменты у начала вута на левой $г_1$ и правой $г_2$ стороне элемента (см. рис. 5.4, г);

d – длина элемента (стержня);

e и e' – расстояния от точки приложения силы N до равнодействующих усилий соответственно в арматуре A_s и A'_s (см. рис. 5.4, б);

$h = h_n = 0,34$ м – высота сечения нижнего пояса (см. п. 5.5.1);

a и a' – расстояния от равнодействующих усилий в арматуре A_s и A'_s до ближайшей грани сечения.

Геометрические размеры принимаются из задания (см. п. 5.5.1).

Нижний растянутый пояс изготавливается предварительно напряженным. В качестве напрягаемой арматуры в соответствии с требованиями норм [1, п. 2.21] принимают горячекатаную арматуру класса А-V: $R_s = 6950$ кгс/см²; $R_{s,ser} = 8000$ кгс/см²; размеры сечений нижнего пояса: $h = 34$ см; $b = 28$ см; $h_y = 30$ см; $b_y = h_y / 3 = 10$ см; $h_c = 30$ см; $a = a' = 4$ см; $h_o = h - a = 30$ см; $h_o - a' = 26$ см; $0,5 h - a' = 13$ см.

На опорном участке фермы, где запроектирован жесткий диск длиной 126 см (114 см от оси опоры), $c = 114$ см (см. рис. 5.3, а). В элементах 5, 8 и 11 эпюра M не меняет знак. Поэтому моменты у грани вута определяются по другим формулам (см. рис. 5.4, д):

$$M_{1г} = M_1 + c_1 (M_2 - M_1) / d;$$

$$M_{2г} = M_1 + (d - c_2)(M_2 - M_1) / d.$$

Анализируя результаты расчета (см. табл. 5.9), принимается 6 $\varnothing 25$ А-V, то есть $A_s = A'_s = 14,73$ см² (см. рис. 5.4, б), а $A_s + A'_s = 29,46$ см².

Расчет по образованию трещин проводится на нормативную нагрузку $q_{ser} = 0,464$ тс /м² (см. п. 5.5.1). Изгибающие моменты M_{ser} и растягивающие усилия N_{ser} могут быть определены по следующим формулам:

$$M_{ser} = M \cdot \beta; N_{ser} = N \cdot \beta,$$

где M и N – изгибающий момент и нормальное усилие от расчетной нагрузки $q = 0,56$ тс /м² (см. табл. 5.9, строки 3 и 7); $\beta = q_{ser} / q = 0,464 / 0,56 = 0,82857$.

Проверяется элемент 11 нижнего пояса фермы, который воспринимает максимальное растягивающее усилие $N = 157,7$ тс и момент $M_r = 1,97$ тс·м.

Величина предварительного напряжения определяется по формуле (2) норм [1]

$$\sigma_{sp} + p = \sigma_{sp} + 0,05 \sigma_{sp} \leq R_{s,ser} = 8000 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{sp} = R_{s,ser} / 1,05 = 7619 \text{ кгс/см}^2,$$

где $p = 0,05 \sigma_{sp}$ при механическом способе натяжения.

Принимается расчетное предварительное напряжение $\sigma_{sp} = 7500$ кгс/см². Потери предварительного напряжения определяются по формулам табл. 5 норм [1]

$$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} - 200 = 550 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_2 = 12,5 \Delta t = 12,5 \cdot 65 = 813 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_3 = \Delta l E_s / l = (1,25 + 15 d) E_s / l = 396 \text{ кгс/см}^2,$$

где $\Delta t \cong 65^\circ$ – температурный перепад (разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона); $\Delta l = 1,25 + 15 d$ – смещение стержней в инвентарных зажимах; $d = 25$ мм – диаметр арматуры; $l \cong 24000$ мм – длина натягиваемого стержня; $E_s = 1,9 \cdot 10^6$ кгс/см² – модуль упругости арматуры класса Ат-V.

Сумма первых потерь (без учета σ_6)

$$\sigma_{п1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 1759 \text{ кгс/см}^2.$$

Оставшееся после их проявления предварительное напряжение

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{п1} = 7500 - 1759 = 5741 \text{ кгс/см}^2.$$

Усилие обжатия до отпуска арматуры с упоров

$$P_1 = \sigma_{sp1} (A_s + A'_s) = 5741 \cdot 29,46 = 169130 \text{ кгс.}$$

Напряжение обжатия бетона при отношении $\alpha = E_s / E_b = 1,9 \cdot 10^6 / 3,52 \times 10^5 = 5,4$ и площади приведенного сечения $A_{red} = hb + \alpha (A_s + A'_s) = 34 \times 28 + 5,4 \cdot 29,46 = 1111 \text{ см}^2$ составляет

$$\sigma_{вр1} = \gamma_{sp1} P_1 / A_{red} = 169130 / 1111 = 152 \text{ кгс/см}^2,$$

где $\gamma_{sp} = 1$ – коэффициент точности натяжения при обжатии бетона.

Рекомендуется [4] назначать отношение

$$\sigma_{вр1} / \bar{R}_{вр} \leq 0,65,$$

где $\bar{R}_{вр}$ – средняя передаточная (кубиковая) прочность бетона к моменту обжатия.

В этом случае $\bar{R}_{вр} \geq \sigma_{вр1}/0,65 = 234 \text{ кгс/см}^2$, что меньше средней кубиковой прочности бетона $\bar{R}_{b,ser} = 260 \text{ кгс/см}^2$ для класса В35.

Принимается $R_{вр} = 190 \text{ кгс/см}^2$, что меньше расчетного сопротивления бетона на осевое сжатие $R_b = 199 \text{ кгс/см}^2$;

$$\sigma_{вр1}/R_{вр} = 152/190 = 0,8 < 0,95 \text{ (п. 1.29 [1])}.$$

Потери от быстроснатекающей ползучести при $\sigma_{вр1}/R_{вр} = 0,8 > \alpha$ ($\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{вр} = 0,25 + 0,025 \cdot 19 = 0,725$; $R_{вр} = 190 \text{ кгс/см}^2 \approx 19 \text{ МПа}$)

$$\sigma_6 = 0,85[400\alpha + 850\beta(\sigma_{вр1}/R_{вр} - \alpha)] = 341 \text{ кгс/см}^2,$$

где $\beta = 5,25 - 0,185 R_{вр} = 5,25 - 0,185 \cdot 19 = 1,735$ ($1,1 \leq \beta \leq 2,5$); 0,85 – коэффициент для бетона, подвергнутого тепловой обработке [1, табл. 5].

Итого первые потери: $\sigma_{п1} = \sigma_{п1} + \sigma_6 = 1759 + 341 = 2100 \text{ кгс/см}^2$.

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_{п1}) (A_s + A'_s) = (7500 - 2100) 29,46 = 159084 \text{ кгс}.$$

Напряжение обжатия бетона с учетом первых потерь

$$\sigma_{вр1} = P_1 / A_{red} = 159084 / 1111 = 143 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{вр1} / R_{вр} = 143 / 190 = 0,754 \approx 0,75.$$

Вторые потери: от усадки бетона $\sigma_8 = 350 \text{ кгс/см}^2$ для бетона класса В 35 и ниже, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении; от ползучести бетона для $\sigma_{вр1} / R_{вр} = 0,75$

$$\sigma_9 = 1500 \alpha \sigma_{вр1} / R_{вр} = 1500 \cdot 0,85 \cdot 0,75 = 956 \text{ кгс/см}^2,$$

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

Итого вторые потери: $\sigma_{п2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 1360 \text{ кгс/см}^2$.

Полные потери: $\sigma_{п} = \sigma_{п1} + \sigma_{п2} = 2100 + 1360 = 3460 \text{ кгс/см}^2$.

Установившееся предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь: $\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{п} = 7500 - 3460 = 4094 \text{ кгс/см}^2$ и соответствующее усилие обжатия с учетом коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} = 0,9$

$$P_2 = \gamma_{sp} \sigma_{sp2} (A_s + A'_s) = 0,9 \cdot 4094 \cdot 29,46 = 108548 \text{ кгс}.$$

Расчет по образованию трещин выполняется для II категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций [1, п. 4.5]. Он сводится к проверке условия $M_{ser} < M_{crc}$, где M_{ser} – момент от нормативной нагрузки, а M_{crc} – момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси, при образовании трещин.

Проверяется соблюдение этого условия для элемента 11 нижнего пояса (см. табл. 3.9), который воспринимает максимальное растягивающее усилие

$$N_{ser} = N \cdot \beta = 157,7 \cdot 0,8286 = 130666 \text{ кгс},$$

соответствующий изгибающий момент

$$M_{ser} = M_r \cdot \beta = 1,97 \cdot 0,8286 = 163229 \text{ кгс}\cdot\text{см},$$

где $\beta = q_n / q = 0,464 / 0,56 = 0,8286$ – отношение нормативной нагрузки к расчетной (п. 5.5.1).

Расчет ведется в следующем порядке [1]:

$$e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 1,25 \text{ см};$$

в соответствии с рис. 5.4, б момент инерции приведенного сечения

$$\begin{aligned} I_{red} &= b h^3 / 12 + \alpha (A_s + A'_s) (0,5 h - a)^2 = \\ &= 28 \cdot 343 / 12 + 5,4 \cdot 29,46 (0,5 \cdot 34 - 4)^2 = 118595 \text{ см}^4; \end{aligned}$$

упругий момент сопротивления сечения по растянутой зоне

$$W_{red} = I_{red} / (0,5 h) = 118595 / (0,5 \cdot 34) = 6976,2 \text{ см}^3;$$

упругопластический момент сопротивления

$$W_{pl} = W_{red} \gamma = 6976,2 \cdot 1,75 = 12208,3 \text{ см}^3,$$

где $\gamma = 1,75$ – коэффициент, учитывающий пластические деформации бетона.

Расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, до центра тяжести приведенного сечения

$$r = W_{pl} / A_{red} = 12208,3 / 1111 = 10,99 \text{ см}.$$

Если $e_0 = 1,25 \text{ см} < (R_{bt,ser} W_{pl}) / P_2 = (19,9 \cdot 12208,3) / 108548 = 2,24 \text{ см}$, то момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин:

$$\begin{aligned} M_{crc} &= R_{bt,ser} W_{pl} + P_2 r = 19,9 \cdot 12208,3 + 108548 \cdot 10,99 = \\ &= 1435887,7 \text{ кг}\cdot\text{см} = 14,36 \text{ тс}\cdot\text{м}; \end{aligned}$$

момент внешних сил относительно оси, проходящей через ядровую точку

$$\begin{aligned} M &= M_r = N_{ser} (e_0 + r) = 130666 (1,25 + 10,99) = \\ &= 1599352 \text{ кгс}\cdot\text{см} = 15,99 \text{ тс}\cdot\text{м} > M_{crc} = 14,36 \text{ тс}\cdot\text{м}; \end{aligned}$$

Это неравенство означает, что в стадии эксплуатации раскроются трещины и, следовательно, не выполняются требования II категории к трещиностойкости нижнего пояса фермы.

Повторив расчет по приведенному выше алгоритму, получается с учетом уточненных данных ($B\ 40$; $E_b = 3,67 \cdot 10^5$ кгс/см²; $R_{b,ser} = 296$ кгс/см² и $R_{bt,ser} = 21,4$ кгс/см²; $\sigma_{sp} = 7600$ кгс/см²)

$$M_{crc} = 16,18 \text{ тс} \cdot \text{м} > M_r = N_{ser} (e_o + r) = 15,8 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

то есть трещины в стадии эксплуатации раскрываться не будут.

5.5.5. Расчет верхнего пояса

Стержни верхнего пояса рассчитываются как внецентренно сжатые элементы на усилия из табл. 5.8. Данные и результаты определения моментов у грани вута (см. рис. 5.4, г, д) выписаны в табл. 5.10.

Здесь M_1 и M_2 – изгибающие моменты от расчетной нагрузки на левом 1 и правом 2 концах элемента соответственно на уровне оси стойки (см. рис. 5.4, г, д) и грани вута;

N – продольная сила от расчетной нагрузки в элементе верхнего пояса;

d_i – расчетная длина элемента верхнего пояса (см. рис. 5.4, а);

c_i – расстояние от оси стойки до грани вута (для элемента 3), $c_3 = 1,14$ м – длина опорного диска (см. рис. 5.3, а);

x_1 – расстояние от оси левой стойки до нулевой точки эпюры M (см. рис. 5.4, г);

$x_l = |M_1| d / (|M_1| + |M_2|)$; $M_{1г} = M_1 (x_1 - c_1) / x$; $M_{2г} = ((d - x_1 - c_2) / (d - x_1)) M_2$ – моменты у грани вутов ($M_{1г}$ – слева и $M_{2г}$ – справа);

$e_o = M_r / N$ – эксцентриситет приложения силы N ;

η – коэффициент продольного изгиба;

$e = e_o \eta + 0,5h - a$ – расстояние от точки приложения силы N до равнодействующей усилия в арматуре A_s (см. рис. 5.4, в);

$h = 30$ см – высота сечения;

$b = 28$ см – ширина сечения;

$a = a' = 3$ см – расстояние от равнодействующей усилий в арматуре соответственно A_S и A'_S до ближайшей грани сечения;

l_o – расчетная длина сжатого элемента при определении критической силы N_{cr} ($l_o = 0,9 d$ при $e_o < 1/8 h = 3,75$ см и $l_o = 0,8 d$ при $e_o \geq 1/8 h$);

$\xi = x / h_o$ – относительная высота сжатой зоны бетона;

A'_S и A_S - требуемая по расчету площадь арматуры в сжатой и растянутой (или менее сжатой) зоне сечения верхнего пояса (см. рис. 5.4, в).

Таблица 5.10

№ п/п	Иско- мые вели- чины	Номер элемента							
		3		6		9		12	
		1	2	1	2	1	2	1	2
		Нача- ло эле- мента	Ко- нец эле- мента	Нача- ло эле- мента	Ко- нец эле- мента	Нача- ло эле- мента	Ко- нец эле- мента	Нача- ло эле- мента	Ко- нец эле- мента
1	M , тс·м	-5,39	6,15	-0,75	2,7	-0,22	1,94	0,54	1,4
2	N , тс	-155,8	-155,8	-161,6	-161,6	-159,3	-159,3	-158,0	-158,0
3	d_i , м	1,71	1,71	3	3	3	3	3	3
4	c_i , м	1,14	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
5	x_l , м	1,33	1,33	0,656	0,656	-	-	-	-
6	M_r , тс·м	-0,77	5,14	-0,467	2,409	-	-	-	-
7	e_o , см	0,5	3,3	0,3	1,49	-	-	-	-
8	l_o , м	1,54	1,54	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
9	η	1,092	1,092	1,329	1,329	-	-	-	-
10	e , см	12,5	15,6	12,4	13,98	-	-	-	-
11	ξ	-	0,819	-	0,949	-	-	-	-
12	A'_S , см ²	-	4,89	-	2,264	-	-	-	-
13	A_S , см ²	-	4,89	-	2,264	-	-	-	-

Расчет, выполняемый по методике норм [1], начинается с определения граничной относительной высоты сжатой зоны бетона [1, 25]

$$\xi_R = x_R/h_o = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,671}{1 + \frac{3750}{5000} \left(1 - \frac{0,671}{1,1}\right)} = 0,519,$$

где $\omega = \alpha_1 - 0,0008 R_b = 0,85 - 0,0008 \cdot 224 = 0,671$ – характеристика сжатой зоны бетона;

$R_b = 224$ кгс/см² – расчетное сопротивление бетона класса В 40 осевому сжатию для предельных состояний первой группы;

$\sigma_{sR} = R_s = 3750$ кгс/см² – расчетное сопротивление арматуры класса А-III растяжению для предельных состояний первой группы;

$\sigma_{sc,u} = 5000$ кгс/см² – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, принимаемое при $\gamma_{b2} = 0,9$ (γ_{b2} – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки для бетонов, подвергнутых тепловой обработке).

Расчет по прочности элемента 3 верхнего пояса (сечение справа), где наибольшие моменты ($M_r = 5,14$ тс·м) и эксцентриситет ($e_o = 3,3$ см) начинается с определения коэффициента η :

$c_1 = 1,14$ м – расчетная длина жесткого диска (до оси шарнирно-неподвижной опоры) (см. рис. 5.3, а);

$l_o = (d_3 - c_1) 0,9 = (2,85 - 1,14)0,9 = 1,539$ м = 153,9 см – расчетная длина стержня 3 без жесткого опорного диска;

$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 l_o / h - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 153,9/30 - 0,001 \cdot 224 = 0,2247$ – минимальное допускаемое значение коэффициента δ_e ;

$$\delta_e = e_o / h = 3,3/30 = 0,11 < \delta_{e,\min};$$

$\alpha = E_s / E_b = 5,4496$ (для арматуры класса А – III $E_s = 2 \cdot 10^6$ кгс / см² и для бетона класса В 40 $E_b = 3,67 \cdot 10^5$ кгс / см²); $I = bh^3/12 = 28 \cdot 30^3/12 = 63000$ см⁴ (см. табл. 5.6);

$A'_s = A_s = 2,26$ см² 2Ø12 А – III (принимается в первом приближении; $\mu \% = A'_s 100 / (bh_o) = 2,26 \cdot 100 / (28 \cdot 27) = 0,3\%$, что больше минимально допускаемого значения 0,25% [3];

$$I_s = A_s (0,5 h - a)^2 + A'_s (0,5 h - a')^2 = 2 A_s (0,5 h - a)^2 = 2 \cdot 2,26 (0,5 \cdot 30 - 3)^2 = 650,88 \text{ см}^4;$$

$\gamma_{\text{уср}} = q / q_n = 0,56/0,462 = 1,212$ – усредненный коэффициент перехода от полной нагрузки (или момента M от полной нагрузки q) к длительной нагрузке (или моменту M_l от постоянных и длительных нагрузок q_l);

$\beta = 1$ – для тяжелого бетона;

$\varphi_l = 1 + \mu M_l/M = 1 + \beta/\gamma_{\text{ycp}} = 1 + 1/1,212 = 1,825$ – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии;

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 3,67 \cdot 10^5}{1,539^2 \cdot 10^4} \left[\frac{63000}{1,825} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,2247} + 0,1 \right) + 5,4496 \cdot 650,88 \right] = 1853811,2 \text{ кгс};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 155800/1853811,2} = 1,0918;$$

$$e_o = e_o \eta + 0,5h - a = 3,3 \cdot 1,0918 + 0,5 \cdot 30 - 3 = 15,6 \text{ см.}$$

Учитывая небольшие относительные эксцентриситеты во внецентренно сжатых элементах верхнего пояса фермы (см. табл. 5.10), принимается в первом приближении, что соблюдается условие $\xi = x / h_o > \xi_R$, то есть разрушение произойдет по сжатой зоне бетона.

Так как в примере класс бетона принят В40 > В30, расчет в соответствии с требованиями норм [1] проводится по формулам (36), (66) и (67). Высота сжатой зоны x (или $\xi = x / h_o$) и напряжение σ_s в арматуре A_s (рис. 5.4, в) определяются из совместного решения двух уравнений

$$N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s = \gamma_{b2} R_b b h_o \xi;$$

$$\sigma_s = \sigma_{sc,u} (\omega/\xi - 1) / (1 - \omega/1,1),$$

где σ_s – напряжение в арматуре A_s при втором случае внецентренного сжатия ($\xi > \xi_R$);

$\sigma_{sc,u} = 5000 \text{ кгс/см}^2$ – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны;

$\omega = 0,671$ – характеристика сжатой зоны бетона (определена ранее);

$A_s = A'_s = 2,26 \text{ см}$ – назначается в первом приближении ($2\text{Ø}12\text{A-III}$) с процентом армирования $\mu \% = 0,3 \%$, что больше минимального значения ($\mu_{\text{min}} \% = 0,1 \dots 0,25 \%$ в зависимости от гибкости);

$N = 155800 \text{ кгс}$; $R_{sc} = 3750 \text{ кгс/см}^2$ – расчетное сопротивление арматуры класса А–III осевому сжатию;

$\gamma_{b2} = 0,9$ – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки на конструкцию из тяжелого бетона, подвергнутого тепловой обработке;

$R_b = 224 \text{ кгс/см}^2$ – расчетное сопротивление бетона класса В 40 осевому сжатию;

$b = 28 \text{ см}$; $h = 30 \text{ см}$; $h_o = 27 \text{ см}$ – геометрические размеры поперечного сечения верхнего пояса фермы (см. рис. 5.4, в).

Предварительно вычисляются:

$$n_1 = \frac{N - R_{sc} A'_s}{\gamma_{b2} R_b b h_o} = \frac{1558000 - 3750 \cdot 3,26}{0,9 \cdot 224 \cdot 28 \cdot 27} = 0,97;$$

$$n_2 = \frac{A_s}{\gamma_{b2} R_b b h_o} = \frac{2,26}{0,9 \cdot 224 \cdot 28 \cdot 27} = 1,483 \cdot 10^{-5};$$

$$n_3 = 1 - \omega/1,1 = 1 - 0,671/1,1 = 0,39;$$

$$n_4 = \sigma_{sc,u} \omega = 5000 \cdot 0,671 = 3355;$$

$$n_5 = \sigma_{sc,u} = 5000;$$

$$n_6 = \frac{n_1 n_3 + n_2 n_5}{n_2 n_3} = \frac{0,97 \cdot 0,39 + 1,483 \cdot 10^{-5} \cdot 5000}{1,483 \cdot 10^{-5} \cdot 0,39} = 78227,12;$$

$$n_7 = \frac{n_1 n_5 + n_4}{n_2 n_3} = \frac{0,97 \cdot 5000 - 3355}{1,483 \cdot 10^{-5} \cdot 0,39} = 2,585 \cdot 10^8.$$

Решая совместно уравнения, определяется σ_s :

$$\sigma_s^2 + n_6 \sigma_s + n_7 = 0;$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= -n_6 / 2 + \sqrt{(n_6 / 2)^2 - n_7} = \\ &= -78227,12 / 2 + \sqrt{(78227,12 / 2)^2 - 2,585 \cdot 10^8} = -3457 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

Соответственно из первого уравнения:

$$\begin{aligned} \xi &= n_1 + n_2 \sigma_s = \\ &= 0,97 + 1,483 \cdot 10^{-5} (-3457) = 0,92 > \xi_R = 0,519, \end{aligned}$$

что подтверждает второй случай внецентренного сжатия ($\xi > \xi_R$).

После преобразования формулы (36) норм [1]

$$N_e \leq \gamma_{b2} R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a')$$

с уточнением значения расчетного сопротивления $\gamma_{b2} R_b$ определяется требуемая по расчету площадь арматуры A'_s :

$$A'_s = \frac{N_e - \alpha_m \gamma_{b2} R_b b h_o^2}{R_{sc} (h_o - a')} =$$

$$= \frac{155800 \cdot 15,6 - 0,5 \cdot 0,9 \cdot 224 \cdot 28 \cdot 27^2}{3750(27 - 3)} = 4,14 \text{ см}^4,$$

где $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,92(1 - 0,5 \cdot 0,92) = 0,5$.

Принимается $2\text{Ø}18\text{А-III}$ $A_s = A'_s = 5,09 \text{ см}^2$. Подставляя в предлагаемый выше алгоритм принятые значения A_s и A'_s и повторяя расчет, определяется требуемое значение площади арматуры $A_s = A'_s = 4,89 \text{ см}^2$, что меньше $A_s = A'_s = 5,09 \text{ см}^2$.

Расчет на прочность элемента б проводится, используя вычисленные ранее данные, по предлагаемому выше алгоритму:

$$M_{2r} = 2,409 \text{ тс} \cdot \text{м}; N = 161,6 \text{ тс}; e_0 = M_{2r} / N = 1,49 \text{ см}; \text{ (табл. 3.10);}$$

$$A_s = A'_s = 2,26 \text{ см}^2 \text{ (2Ø12 принято предварительно);}$$

$$l_0 = 0,9 d_6 = 0,9 \cdot 3 = 2,7 \text{ м} = 270 \text{ см};$$

$$\delta_e = e_0 / h = 1,49 / 30 = 0,0497 < \delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 l_0 / h - 0,001 R_b =$$

$$= 0,5 - 0,01 \cdot 270 / 30 - 0,001 \cdot 224 = 0,186.$$

$$E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2; E_b = 3,67 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\alpha = E_s / E_b = 2 \cdot 10^6 / 3,67 \cdot 10^5 = 5,4496;$$

$$I = 63000 \text{ см}^4; \varphi_l = 1,825; I_s = 650,88 \text{ см}^4;$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{I_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 3,67 \cdot 10^5}{2,7^2 \cdot 10^4} \left[\frac{63000}{1,825} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,186} + 0,1 \right) + 5,4496 \cdot 650,88 \right] = 653289 \text{ кгс};$$

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 161600 / 653289) = 1,329;$$

$$e = e_0 \eta + 0,5h - a = 1,49 \cdot 1,329 + 15 - 3 = 13,98;$$

$$n_1 = (N - R_{sc} A'_s) / (\gamma_{b2} R_b h_0) = (161600 - 3750 \cdot 2,26) /$$

$$/ (0,9 \cdot 224 \cdot 28 \cdot 27) = 1,0047;$$

$$n_2 = 1,483 \cdot 10^{-5}; n_3 = 0,39; n_4 = 3355; n_5 = 5000;$$

$$n_6 = (n_1 n_3 + n_2 n_5) / (n_2 n_3) = (1,0047 \cdot 0,39 + 1,483 \cdot 10^{-5} \cdot 5000) /$$

$$/ (1,483 \cdot 10^{-5} \cdot 0,39) = 80568,321;$$

$$n_7 = (n_1 n_5 - n_4) / (n_2 n_3) = (1,0047 \cdot 5000 - 3355) /$$

$$/ (1,483 \cdot 10^{-5} \cdot 0,39) = 2,88483 \cdot 10^8;$$

$$\sigma_s = -n_6/2 + \sqrt{(n_6/2)^2 - n_7} =$$

$$= -80568,3/2 + \sqrt{(80568,3/2)^2 - 2,88483 \cdot 10^8} = -3755,67 \text{ кгс/см}^2$$

$$\xi = n_1 + n_2 \sigma_s = 1,0047 + 1,483 \cdot 10^{-5} (-3755,67) = 0,949;$$

$$\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi) = 0,949 (1 - 0,5 \cdot 0,949) = 0,4987;$$

$$A'_s = \frac{N_e - \alpha_m \gamma_{b2} R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{161600 \cdot 13,98 - 0,4987 \cdot 0,9 \cdot 224 \cdot 28 \cdot 27^2}{3750(27 - 3)} = 2,3 \text{ см}^4.$$

Принимается 2 Ø 12 А–III $A_s = 2,26 \approx 2,3 \text{ см}^2$.

В остальных сечениях верхнего пояса фермы значения моментов M_r , нормальных усилий N и эксцентриситетов e_0 (см. табл. 5.10) значительно меньше. Поэтому окончательно принимаются в элементе 3 (крайнем) 2Ø18А–III $A_s = A'_s = 5,09 \text{ см}^2$, а в остальных элементах – $A_s = A'_s = 2,26 \text{ см}^2$ 2Ø12А–III.

5.5.6. Расчет стоек

Стойки армируются как внецентренно сжатые элементы на расчетные усилия (см. табл. 5.8), определенные по формулам для внецентренно сжатого верхнего пояса. Результаты расчета выписаны в табл. 5.11.

В стойках возникают относительно небольшие усилия и поэтому они рассматриваются по формулам для 1-го случая внецентренного сжатия ($\xi \leq \xi_R$), соответствующего большим эксцентриситетам.

Так как размеры поперечного сечения стоек ($h = 30 \text{ см}$; $b = 28 \text{ см}$; $h_0 = 26 \text{ см}$; $a = a' = 4 \text{ см}$) такие же, как и верхнего пояса, предельная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = X_R / h_0 = 0,519.$$

Таблица 5.11

№ п/п	Искомые величины	Номер элемента							
		4		7		10		13	
		1	2	1	2	1	2	1	2
		Начало элемен- та	Конец эле- мента	Нача- ло эле- мента	Конец эле- мента	Нача- ло эле- мента	Конец эле- мента	Нача- ло эле- мента	Конец элемен- та
1	M , тс·м	8,73	-7,01	3,23	-2,8	1,62	-1,4	0	0
2	N , тс	-5,21	-5,21	-0,2	-0,2	-0,5	-0,5	-0,65	-0,65

3	d_i , м	1,31	1,31	2,25	2,25	2,8	2,8	2,98	2,98
4	c_i , м	0,47	0,45	0,47	0,45	0,47	0,45	0,47	0,45
5	x_l , м	0,7266	0,7266	1,205	1,205	-	-	-	-
6	M_r , тс·м	3,083	-1,603	1,784	1,191	-	-	-	-
7	e_o , см	59,17	-	8,921	-	-	-	-	-
8	l_o , м	1,179	-	-	-	-	-	-	-
9	η	1,092	1,092	1,329	1,329	-	-	-	-
10	e , см	71,38	-	-	-	-	-	-	-
11	ξ	0,0342	-	0,0013	-	-	-	-	-
12	$A'_s = A_s$, см ²	2,6	-	-	-	-	-	-	-

Наиболее напряжена первая от опоры стойка 4 ($d = 1,31$ м; $M_1 = 8,73$ тс·м; $M_2 = -7,01$ тс·м; $N = -5,21$ тс).

Принимаем в первом приближении $A_s = A'_s = 2,26$ см² (2Ø 12 А-III) и, используя вычисленные ранее данные (см. п. 5.5.5, рис. 5.4, в), расчет проводится в следующем порядке:

$$C_1 = C_H = h_H / 2 + h_y = 34/2 + 30 = 47 \text{ см} = 0,47 \text{ м};$$

$$C_2 = C_B = h_B / 2 + h_y = 30/2 + 30 = 45 \text{ см} = 0,45 \text{ м},$$

где h_H , h_B , h_y – высоты сечений нижнего и верхнего поясов и вута (утолщения);

$$X_1 = |M_1| d / (|M_2| + |M_1|) = (8,73 \cdot 1,31) / (8,73 + 7,01) = 0,7266 \text{ м};$$

$$M_{T1} = M_1 (X - c_1) / X_1 = 8,73 (0,7266 - 0,47) / 0,7266 = 3,0828 \text{ тс·м};$$

$$M_{T2} = M_2 (d - x_1 - c_2) / (d - x_1) = -7,01 (1,31 - 0,7266 - 0,45) = -1,603 \text{ тс·м};$$

$$e_0 = M_{T1} / N = 3,0828 / 5,21 = 0,5917 \text{ м} = 59,17 \text{ см}.$$

Принимается по всей длине стойки $A_s = A'_s$, учитывая, что в верхней части стойки момент меняет знак ($M_{2r} = -1,603$ тс·м). Для более напряженной нижней части стойки 4 критическая сила определяется как и для элементов верхнего пояса

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{J}{\phi_e} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha J_s \right] = \frac{6,4 \cdot 3,67 \cdot 10^5}{1,179^2 \cdot 10^4} \times$$

$$\times \frac{6,4 \cdot 3,67 \cdot 10^5}{1,179^2 \cdot 10^4} \left[\frac{63000}{1,825} \left(\frac{0,11}{0,1 + 1,9723} + 0,1 \right) + 5,4496 \cdot 650,88 \right] = 1492285,3 \text{ кгс};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{5210}{1492285,3}} = 1,0035.$$

Определяется требуемая по расчету арматура (см. рис. 5.4, в) с учетом того, что $A_s = A'_s$ по преобразованным формулам (36), (37) норм [1]

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{N}{\gamma_{b2} R_b b h_0} = \frac{5210}{0,9 \cdot 224 \cdot 28 \cdot 27} = 0,034184;$$

$$\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,0336; e = e_0 \eta + 0,5 h - a = 59,17 \cdot 1,0035 + 15 - 3 = 71,38;$$

$$A_s \text{ и } A'_s = \frac{Ne - \alpha_m \gamma_{b2} R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{5210 \cdot 7138 - 0,0336 \cdot 0,9 \cdot 224 \cdot 28 \cdot 27^2}{3750(27 - 3)} = 2,6 \text{ см}^2.$$

Принимается по всей длине стойки A_s и $A'_s = 3,08 \text{ см}^2$ (2 \varnothing 14 А-III).

Во второй от опорного узла стойке 7 (см. табл. 5.2 и 5.11) $M_1 = 3,23 \text{ тс} \cdot \text{м}$; $M_2 = -2,8 \text{ тс} \cdot \text{м}$; $N = 0,2 \text{ тс}$.

Расчет выполняют по вышеприведенному алгоритму

$$x_1 = |M_1| d / (|M_1| + |M_2|) = (3,23 \cdot 2,25) / (3,23 + 2,8) = 1,205 \text{ м};$$

$$M_{1r} = M_1 (x_1 - c_1) / x_1 = 3,23 (1,205 - 0,47) / 1,205 = 1,97 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{2r} = M_2 (d - x_1 - c_2) / (d - x_1) = -2,8 (2,25 - 1,205 - 0,45) / (2,25 - 1,205) = -1,597 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$e_o = M_r / N = 1,97 / 0,2 = 9,85 \text{ м} = 985 \text{ см}; \eta = 1;$$

$$e = e_o \eta + (0,5 h_0 - a) = 985 + 0,5 \cdot 27 - 3 = 995,5 \text{ см}.$$

Для $A_s = A'_s$:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{N}{\gamma_{b2} R_b b h_0} = \frac{200}{0,9 \cdot 224 \cdot 28 \cdot 27} = 0,00131;$$

$$\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,00131(1 - 0,00131) \cong 0,00131;$$

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_m \gamma_{b2} R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{200 \cdot 995,5 - 0,00131 \cdot 0,9 \cdot 224 \cdot 28 \cdot 27^2}{3750(27 - 3)} = 2,15 \text{ см}^2.$$

Принимается $A_s = A'_s = 2,26 \text{ см}^2$ (2 \varnothing 12 А-III).

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s(h_0 - a')}; A'_s = \frac{Ne}{R_s(h_0 - a')}.$$

В стойках 10 и 13 моменты значительно меньше (см. табл. 5.11), чем в крайних стойках 4 и 7. Поэтому в этих стойках принимается 2 \varnothing 12 А-III, $A_s = A'_s = 2,26 \text{ см}^2$.

5.5.7. Расчет опорного узла

Опорный узел рассчитывается по формулам (13.40) – (13.47) учебника [3]. Площадь сечения продольной ненапрягаемой арматуры класса А-III можно задаться по приближенной формуле

$$A_s \approx 0,2 N_2 / R_s = 0,2 \cdot 141940 / 3750 = 7,57 \text{ см}^2,$$

где $N_2 = 141940$ кгс – усилие в элементе 2 нижнего пояса (см. табл. 5.8 или 5.9, рис. 5.4); $R_s = 3750$ кгс/см². Принимается 4 Ø 16 А-III, $A_s = 8,04$ см². Расчетная схема для определения прочности узла по наклонному сечению приведена на рис. 5.5, а.

В опорном узле действуют следующие силы:
предельное усилие предварительно напряженной арматуры нижнего пояса

$$N_{sp} = A_{sp} R_{sp} \frac{l_p^o}{l_p} = 29,46 \cdot 6950 \frac{52,4}{87,5} = 122614,2 \text{ кгс},$$

где $A_{sp} = 29,46$ см² (6 Ø 25 А-V) – площадь предварительно напряженной арматуры; $R_{sp} = 6950$ кгс/см²; $l_p^o = KA + AE = 24 + 28,4 = 52,4$ см; $l_p \approx 35 \times \times d_p = 35 \cdot 2,5 = 87,5$ см – длина заделки в опорном узле напрягаемой арматуры соответственно действительная за линией АВ и теоретическая; предельное усилие в обыкновенной арматуре нижнего пояса

$$N_s = A_s R_s \frac{l_{an}^o}{l_{an}} = 8,04 \cdot 3750 \cdot \frac{52,4}{56} = 28211,8 \text{ кгс},$$

где $l_{an}^o = l_p^o = 52,4$ см и $l_{an} \approx 35 \cdot d = 35 \cdot 1,6 = 56$ см – длина заделки в опорном узле ненапрягаемой арматуры соответственно за линией АВ и теоретическая.

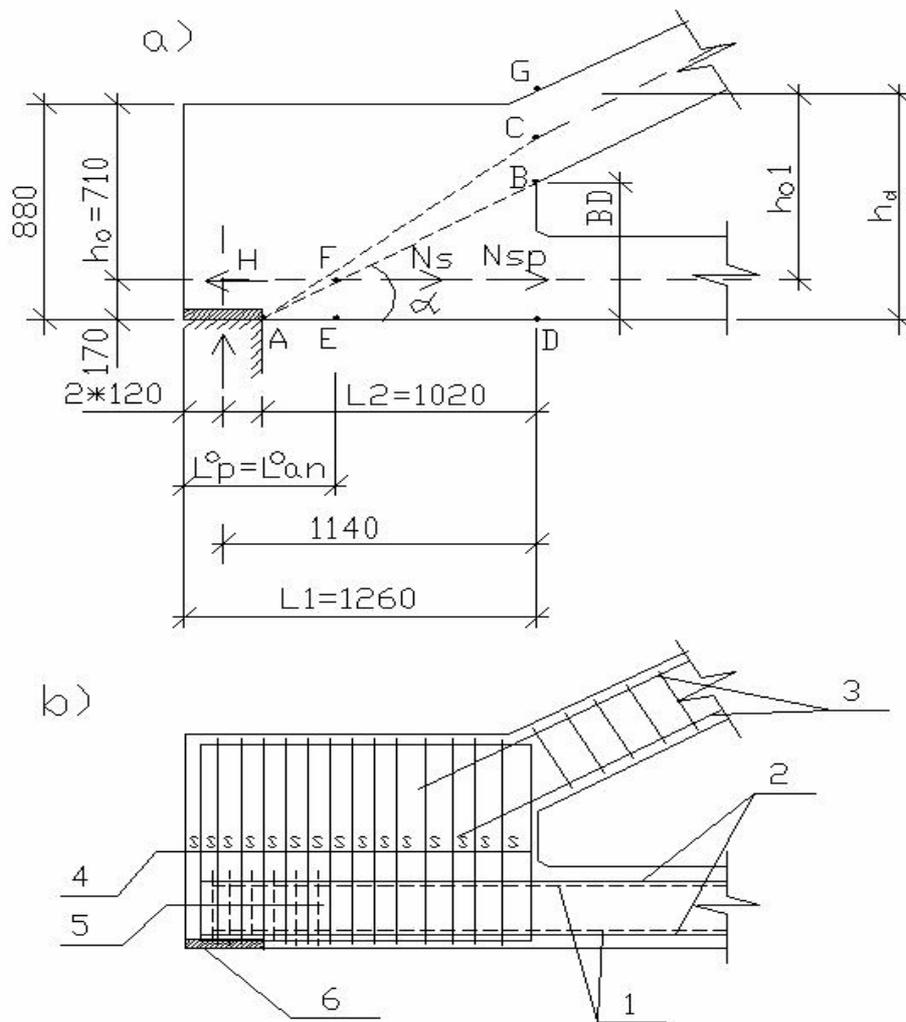


Рис. 5.5. Опорный узел фермы: а – расчетная схема опорного узла; б – армирование; 1, 2, 3 – продольная арматура в нижнем поясе A_{sp} и A_s и в верхнем поясе; 4 – поперечная арматура; 5 – поперечные сетки; 6 – закладная деталь

Предварительно определяются геометрические параметры (см. рис. 5.1, б, табл. 5.1, рис. 5.3, б):

$$z_H = R - H_4 = 25,17 - 3,3 = 21,87 \text{ м}; x_D = 0,5 l_k - a_1 = 11,97 - 1,26 = 10,71 \text{ м};$$

$$z_D = \sqrt{R^2 - x_D^2} = \sqrt{25,17^2 - 10,71^2} = 22,78 \text{ м}; h_D = z_D - z_H = 22,78 - 21,87 = 0,91 \text{ м};$$

$$h_{01} = h_D - 0,5 h_H = 0,91 - 0,17 = 0,74 \text{ м}; DC = h_D - 0,5 h_B = 0,91 - 0,15 = 0,76 \text{ м};$$

$$AD = a_1 - KA = 1,26 - 0,24 = 1,02 \text{ м}; BD = h_D - h_B = 0,91 - 0,3 = 0,61 \text{ м};$$

$$\text{tg } \alpha = BD / AD = 0,61 / 1,02 = 0,598; \text{ctg } \alpha = 1 / \text{tg } \alpha = 1,672; \alpha = 0,539;$$

$$\cos \alpha = 0,858; AE = h_H \cdot \text{ctg } \alpha / 2 = 34 \cdot 1,672 / 2 = 28,4 \text{ см};$$

$$l_{an}^o = l_p^o = KA + AE = 24 + 28,4 = 52,4 \text{ см}.$$

Опорная реакция фермы $V_A = 4 P_{iy} = 4 \cdot 20,16 = 80,64 \text{ тс}.$

Поперечная сила на опоре (см. рис. 5.4, а)

$$Q_A = P_{4y} + P_{6y} + P_{8y} + 0,5 P_{10y} = 3,5 \cdot P_{iy} = 3,5 \cdot 20,16 = 70,56 \text{ тс},$$

где $P_{iy} = 20,16 \text{ тс}$ – сосредоточенная вертикальная сила в i -м верхнем узле.

Напряжение в бетоне колонны под опорной закладной деталью площадью $A_d = b l_d = 28 \cdot 24 = 672 \text{ см}^2$, где b – ширина фермы; l_d – длина закладной детали

$$\sigma_B = V_A / A_d = 80640 / 672 = 120 \text{ кгс / см}^2,$$

что немного больше расчетного сопротивления бетона колонны класса В 20 $R_b = 117 \text{ кгс / см}^2$. Прочность обеспечивается с учетом косвенного армирования подопорной части колонны, предусмотренного в рабочих чертежах [4].

Из условия прочности по линии отрыва AB (см. рис. 5.5, а) площадь поперечной арматуры опорного узла

$$A_{sw} = \frac{N_2 - N_{sp} - N_s}{n R_{sw} \text{ctg} \alpha} = \frac{141940 - 122614,2 - 28211,8}{9 \cdot 2900 \cdot 1,672} = -0,20 \text{ см}^2 < 0 -$$

по данному расчету поперечная арматура не требуется.

Здесь $n = 9$ – число поперечных стержней, пересекающих линию AB , если их шаг принимается $s = 10 \text{ см}$ [1];

$$n = AD / s - 1 = 102 / 10 - 1 \approx 9 \quad (AD = l^2 = 102 \text{ см});$$

$R_{sw} = 2900 \text{ кгс/см}^2$ – расчетное сопротивление на осевое растяжение арматуры класса А-III $d = 8 \text{ мм}$ с шагом $s = 10 \text{ см}$ с числом стержней в одном ряду (проектируется два каркаса) $n_1 = 2$ и $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$.

Проверяется обеспечение прочности на изгиб наклонного сечения AC по условию, что момент от внешних сил относительно равнодействующей арматуры в сжатой зоне (точка C на рис. 5.5, а) не должен превышать момента от внутренних сил

$$Q_A (l_1 - l_3 / 3) \leq N_{sw} (l_2 - s) / 2 + N_s (h_0 - x / 2) + N_{sp} (h_{op} - x / 2),$$

где (см. рис. 5.5, а) $l_1 = KD = a_1 = 126 \text{ см}$; $l_3 = l_d = KA = 24 \text{ см}$; $l_2 = AD = 102 \text{ см}$; $N_{sw} = R_{sw} A_{sw} n = 2900 \cdot 1,01 \cdot 9 = 26361 \text{ кгс}$; $N_s = 28211,8 \text{ кгс}$; $N_{sp} = 122614,2 \text{ кгс}$; $h_{os} = h_{op} = h_o = H_o - h_H / 2 = 88 - 34 / 2 = 71 \text{ см}$; $R_b = 224 \text{ кгс/см}^2$ –

расчетное сопротивление сжатию бетона класса В 40; $b = 28$ см; $x = (N_{sp} + N_s) / (R_b b) = 24,05$ см; $Q_A = 70560$ кгс.

После подстановки этих данных в неравенство получается

$$Q_A (l_1 - l_3 / 3) = 70560 (126 - 24 / 3) = 8326080 \text{ кгс}\cdot\text{см};$$
$$N_{sw} = N_{sw} (l_2 - s / 2) + N_s (h_o - x / 2) + N_{sp} (h_o - x / 2) =$$
$$= 10111340 \text{ кгс}\cdot\text{см} > 8326080 \text{ кгс}\cdot\text{см} - \text{условие прочности соблюдается.}$$

В соответствии с требованиями СНиП [1, п. 5.61] дополнительно устанавливается косвенная арматура в виде шести поперечных сварных сеток, охватывающих все продольные стержни с шагом $s_1 = 8$ см на длине $l_4 = 0,6 l_p = 53$ см из проволоки арматуры класса Вр-I диаметром $d = 5$ мм. Схема армирования опорного узла приведена на рис. 5.5, б.

Для разработки рабочих чертежей рекомендуется использовать Атлас [4].

Темы к самостоятельной работе

1. Типы железобетонных стропильных ферм.
2. Армирование элементов и узлов ферм.
3. Определение усилий в элементах ферм.
4. Расчет нижнего пояса.
5. Расчет верхнего пояса.
6. Расчет элементов решетки фермы.
7. Расчет опорного узла фермы.

Раздел 6. ФУНДАМЕНТЫ ПОД КОЛОННЫ

6.1. Общие положения

Под колонны одноэтажных зданий применяют обычно отдельно стоящие фундаменты стаканного типа (рис. 6.1). При большой глубине заложения они имеют подколонник и плитную часть, размеры которой в плане увеличиваются уступами, обеспечивая распределение давления по площади основания. При малой глубине заложения подколонника не делают, уступы начинаются сразу от обреза. Высота ступеней 300 или 450 мм, отношение к размеру в плане $1 / 1 \dots 1 / 2$.

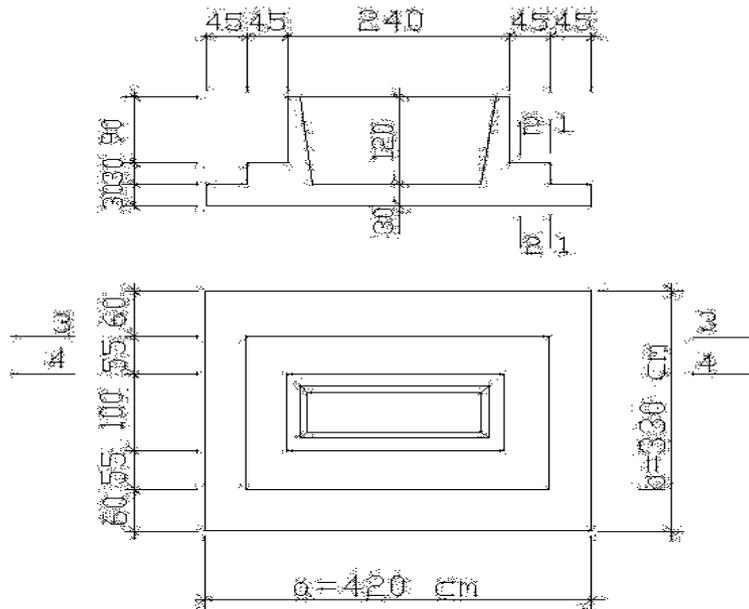


Рис. 6.1. Фундамент под колонну

Глубина заделки колонны в стакане $H_{a.п}$ определяется следующими неравенствами:

$$H_{a.п} \geq 0,5 + 0,33 h_1, \quad H_{a.п} \geq 1,5 b, \quad H_{a.п} \geq l_{a.п}, \quad (6.1)$$

где h_1 , b – высота сечения колонны, м, $l_{a.п}$ – длина анкеровки продольной арматуры колонны, обеспечивающая ее полное использование.

Для арматуры периодического профиля

$$l_{a.п} = \left(0,7 \frac{R_s}{R_b} + 11 \right) d, \quad l_{a.п} \geq 20 d, \quad l_{a.п} \geq 250 \text{ мм},$$

где d – диаметр стержней, мм.

Глубина стакана берется на 50 мм больше величины $H_{a.п}$. Толщину дна стакана принимают не менее 200 мм из условия его прочности на продавливание колонной до замоноличивания стыка. Глубина стакана и толщина дна определяют минимальную высоту фундамента, которая берется кратной модулю 3 М (300 мм).

Высота плитной части или всего фундамента, если подколонника нет, а также нижней ступени определяется из расчета на продавливание в предположении, что оно происходит по поверхности пирамиды, грани которой наклонены под углом 45° , а верхним основанием служит загруженная площадь: основание подколонника или колонны, или плитной части без

нижней ступени. Высота пирамиды приравнивается к полезной высоте h_0 продавливаемой части.

Применяется бетон классов В 12,5, В 15; арматура стержневая классов А-II, А-III. Армируется фундамент сварной сеткой по подошве из стержней диаметром не менее 10...12 мм.

Иногда под подошвой устраивают подготовку из бетона класса В 3,5, толщиной 100 мм. В этом случае защитный слой для арматуры 35 мм, а при отсутствии подготовки – 70 мм. Подколонник армируется по расчету на внецентренное сжатие. По расчету ставится также поперечная арматура стенок стакана в виде горизонтальных сеток с шагом 100...200 мм из стержней класса А-I диаметром не менее 8 мм и не менее четверти диаметра продольной арматуры подколонника. Толщина стенок должна быть не менее 150 мм. При толщине более 200 мм и не менее 0,75 глубины стакана или высоты первой ступени фундамента без подколонника стенки можно не армировать. Между гранями колонны и стенками стакана оставляется зазор сверху 75 мм, снизу – 50 мм. После монтажа колонн стык замоноличивается бетоном класса В15 на мелком щебне.

Проектирование фундамента разделяется на две части: определение размеров подошвы из условий прочности, устойчивости и деформативности грунтов основания при коэффициентах надежности по нагрузке и материалам, равных единице, и расчете самого фундамента при расчетных нагрузках и сопротивлениях материалов.

6.2. Пример расчета фундамента

6.2.1. Исходные данные

Грунты основания – пески пылеватые средней плотности, маловлажные, с расчетным сопротивлением $R_0 = 0,28$ МПа. Бетон тяжелый класса В15; $R_{bt} = 0,75$ МПа, $R_b = 8,5$ МПа; арматура стержневая класса А-II; $R_s = 280$ МПа.

Вес единицы объема материала фундамента и грунта на его обрезах (усредненный) $\gamma_m = 20$ кН/м³. Поперечное сечение колонны 1900x500 мм. Глубина заложения определяется конструктивными требованиями. Про-

дольная арматура колонны периодического профиля $d = 12$ мм. В уровне верха фундамента действуют расчетные комбинации усилий

$$\begin{aligned} 1. M_{\max} &= 756,9 \text{ кН}\cdot\text{м}, & N &= 3100 \text{ кН}, & Q &= 38,66 \text{ кН}; \\ 2. M &= 453,5 \text{ кН}\cdot\text{м}, & N_{\max} &= 3922 \text{ кН}, & Q &= 115,1 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (6.2)$$

6.2.2. Определение высоты фундамента

По выражениям (6.1) глубина заделки колонны в фундаменте

$$H_{\text{а.п}} \geq 0,5 + 0,33 \cdot 1,9 = 1,127 \text{ м.}$$

Минимальная высота фундамента

$$H_{\text{ф}} = 1,127 + 0,05 + 0,20 = 1,377 \text{ м.}$$

Принимаем кратно модулю 3 М $H_{\text{ф}} = 1,5$ м при глубине стакана 1,2 м. Верх фундамента располагается на отметке $-0,150$, глубина заложения $d = 1,65$ м.

6.2.3. Определение размеров подошвы

Нормативные значения усилий в расчетных комбинациях определяют делением расчетных (6.2) на усредненный коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,15$.

$$\begin{aligned} 1. M_{\max}^n &= 658,2 \text{ кН}\cdot\text{м}, & N^n &= 2696 \text{ кН}, & Q^n &= 33,62 \text{ кН}; \\ 2. M^n &= 394,3 \text{ кН}\cdot\text{м}, & N_{\max}^n &= 3410 \text{ кН}, & Q^n &= 100,1 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (6.3)$$

Фундамент относится к разряду внецентренно нагруженных, так как эксцентриситет силы N больше величины случайного эксцентриситета e_a . Применяется прямоугольная подошва с соотношением сторон $b / a = \beta$, назначаемым в зависимости от сечения колонны и величины эксцентриситета. Примем $\beta = 0,8$. Предполагают линейное распределение давления под подошвой, причем для зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью меньше 75 т должны выполняться условия:

$$\begin{aligned} \text{для наиболее нагруженного края } p &\leq 1,2 R, \\ \text{для наименее нагруженного } p &\geq 0, \end{aligned} \quad (6.4)$$

где p – давление фундамента на основание, R – расчетное сопротивление грунта.

В предположении, что эти условия выполняются, предварительно приняв $R = R_0$, определяем площадь подошвы как для центрально нагруженного фундамента

$$A = \frac{N^n}{R_o - \gamma_m d} = \frac{3410}{280 - 20 \cdot 1,65} = 13,81 \text{ м}^2.$$

Размер подошвы

$$a = \sqrt{\frac{A}{\beta}} = 4,155 \text{ м}, \quad b = 0,8 \cdot 4,155 = 3,324 \text{ м}.$$

Принимаем кратно модулю 3М

$$a = 4,2 \text{ м}, \quad b = 3,3 \text{ м}, \quad A = 13,86 \text{ м}^2.$$

Так как глубина заложения « d » и ширина подошвы « b » отличаются соответственно от $d_o = 2$ м и $b_o = 1$ м – размеров, для которых определялась величина R_o , необходимо уточнить сопротивление грунта

$$R = R_o \left(1 + K_1 \frac{b - b_o}{b_o} \right) \frac{d - d_o}{2d_o},$$

где $K_1 = 0,05$ для пылеватых песков, супесей, суглинков и глин, $K_1 = 0,125$ для крупноблочных и песчаных грунтов.

Вычисления дают $R = 284,9$ кПа. Отличие от R_o небольшое, размеры подошвы можно оставить.

Определим силу N_{inf} и момент M_{inf} , действующие в уровне подошвы

$$N_{inf} = N^n + \gamma_m d A = 3410 + 20 \cdot 1,65 \cdot 13,86 = 3867 \text{ кН},$$

$$M_{inf} = M^n + Q_n H_\phi = 394,3 + 100,1 \cdot 1,5 = 544,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где H_ϕ – высота фундамента.

Эксцентриситет силы N_{inf} равен

$$e_o = M_{inf} / N_{inf} = 544,4 / 3867 = 0,1408 \text{ м}.$$

Поскольку $e_o < a / 6$, крайевые давления под подошвой определяются по формуле

$$p_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N_{inf}}{A} \left(1 \pm \frac{6e_o}{a} \right) = 279(1 \pm 0,2011);$$

$$p_{\max} = 335,1 \text{ кПа}, \quad p_{\min} = 222,9 \text{ кПа}, \quad 1,2 R = 341,9 \text{ кПа}.$$

Условия (6.4) выполняются.

При первой комбинации усилий

$$N_{inf} = 2696 + 20 \cdot 1,65 \cdot 13,86 = 3153 \text{ кН},$$

$$M_{inf} = 658,2 + 33,62 \cdot 1,5 = 708,6 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$e_0 = 708,6 / 3153 = 0,2247 \text{ м}, \quad e_0 < a / 6,$$

$$p_{\frac{\max}{\min}} = \frac{3153}{13,86} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,2247}{4,2} \right) = 227,5(1 \pm 0,321),$$

$$p_{\max} = 300,5 \text{ кПа}, \quad p_{\min} = 154,5 \text{ кПа}.$$

Условия выполняются.

Поскольку максимальное значение эксцентриситета e_0 меньше $0,1 a$ ($a = 4,2$ м), поворотом фундамента можно пренебречь и считать, что защемление колонн обеспечено.

6.2.4. Определение формы фундамента

Поскольку высота фундамента большая (1,5 м), выполним его с подколонником высотой 900 мм и плитной частью из двух ступеней по 300 мм. Приняв толщину стенок вверху 175 мм, получим размеры подколонника в плане:

$$a_{\text{п}} = 1900 + 2(175 + 75) = 2400 \text{ мм} = 2,4 \text{ м},$$

$$b_{\text{п}} = 500 + 2(175 + 75) = 1000 \text{ мм} = 1,0 \text{ м};$$

размеры ступеней в плане:

в направлении большей стороны подошвы $c = 0,45$ м,

в направлении меньшей стороны – для верхней ступени $c = 0,55$ м, для нижней $c = 0,60$ м.

6.2.5. Расчет продольной арматуры подколонника

Расчетные усилия, действующие в основании подколонника, можно вычислить по комбинации 1 (6.2) для уровня верха фундамента

$$M_{\text{под}} = M_{\max} + Q^n h_{\text{п}} = 756,9 + 38,66 \cdot 0,9 = 791,7 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$N_{\text{под}} = N + G_{\text{под}} = 3100 + 2,4 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 3,155 \text{ кН}.$$

Здесь $h_{\text{п}}$ – высота подколонника, $G_{\text{под}}$ – собственный вес подколонника с заключенной в нем частью колонны, 9,81 – ускорение свободного падения, $1,1 = \gamma_f$, $0,95 = \gamma_n$. Эксцентриситет силы $N_{\text{под}}$ относительно центральной оси

$$e_0 = M_{\text{под}} / N_{\text{под}} = 791,7 / 3155 = 0,2509 \text{ м},$$

относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры A_s при $a=a'=6$ см

$$e = e_0 + a_{\text{п}} / 2 - a = 0,2509 + 2,4 / 2 - 0,06 = 1,391 \text{ м}.$$

Толщина стенок стакана в основании подколонника равна 19 см. Подколонник работает на внецентренное сжатие как элемент коробчатого или двутаврового сечения с шириной ребра $b = 2 \cdot 19 = 38$ см, шириной полки в сжатой зоне $b'_f = 100$ см и высотой $h'_f = 19$ см. При симметричном армировании $A_s = A'_s$ в предположении, что граница сжатой зоны проходит в пределах ребра, находим высоту сжатой зоны

$$x = \frac{N - R_b(b'_f - b)h'_f}{R_b \cdot b} = \frac{3155 - 8500 \cdot 1,1(100 - 38) \cdot 0,19}{8500 \cdot 1,1 \cdot 0,38} = 0,578 \text{ м.}$$

Здесь $1,1 = \gamma_{b2}$ – коэффициент условий работы бетона. Принятое предположение подтвердилось.

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = x/h_0 = 0,578/2,34 = 0,247.$$

Здесь $h_0 = 2,34$ – полезная высота сечения. Очевидно, что $\xi < \xi_R$, где ξ_R – граничная относительная высота сжатой зоны.

Требуемая площадь сечения продольной арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{M - R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - h'_f/2) - R_b b x (h_0 - x/2)}{R_s(h_0 - a')} =$$

$$= \frac{791,7 \cdot 100 - 0,85 \cdot 1,1(100 - 38)19(234 - 9,5) - 0,85 \cdot 1,1 \cdot 38 \cdot 57,8 \left(234 - \frac{57,8}{2}\right)}{28(234 - 6)} = < 0.$$

Продольная арматура по расчету не требуется. Принимается конструктивно по минимальному коэффициенту армирования

$$\mu = \mu' = 0,0005;$$

$$A_s = A'_s = 0,0005 \cdot 38 \cdot 234 = 4,446 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 $\varnothing 12$ А-II, $A_s = A'_s = 4,52 \text{ см}^2$, которые располагаются вдоль коротких сторон подколонника; вдоль длинных сторон ставим дополнительно по 5 $\varnothing 12$ А-II с шагом 400 мм (рис. 6.2, а). Ниже стенок стакана ставим конструктивно поперечные стержни $\varnothing 8$ А-I с шагом 200 мм.

6.2.6. Расчет поперечной арматуры стакана

Рассматривается поворот колонны относительно фундамента. Оценивают усилиями M_c , N_c , действующими в уровне торца колонны (на расстоянии $H_{a.п} = 1,15$ м от верха фундамента).

$$M_c = M_{\max} + Q \cdot H_{a.п} = 756,9 + 38,66 \cdot 1,15 = 801,4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N_c = N + G_{к.с} = 3100 + 1,9 \cdot 0,5 \cdot 1,15 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 3128 \text{ кН}.$$

Здесь $G_{к.с}$ – вес колонны в пределах стакана.

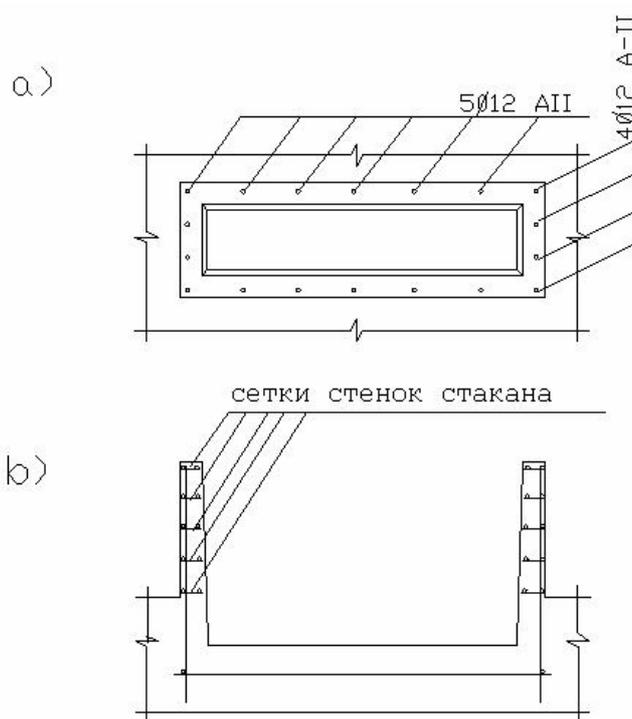


Рис. 6.2. Армирование подколонника:

а – продольная арматура, б – армирование стенок стакана

Эксцентриситет силы N_c

$$e_0 = M_c / N_c = 801,4 / 3128 = 0,2562 \text{ м}.$$

Поскольку $e_0 < h_1/6$, где $h_1 = 1,9$ м – высота сечения колонны, поперечная арматура по расчету не требуется. Располагаем конструктивно 5 сеток с шагом 200 мм по 4 стержня $\varnothing 8$ мм А-I (рис. 6.2, б).

При $e_0 > h_1/6$ требуемая площадь сечения арматуры одной сетки определяется по формуле

$$A_{sw} = (M_c - 0,7N_c e_0) / (R_{sw} \sum Z_{sw}),$$

где $\sum Z_{sw}$ – сумма расстояний от торца колонны до плоскостей расположения сеток. При $e_0 < h_1/2$

$$A_{sw} = 0,8(M_c - N_c h_1 / 2) / (R_{sw} \sum Z_{sw}).$$

6.2.7. Проверка плиты на продавливание

Условия прочности фундамента на продавливание записывается в виде

$$P \leq R_{bt} h_0 U_m, \quad (6.5)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона на растяжение, h_0 – полезная высота плиты, U_m – средняя линия трапеции – одной грани пирамиды продавливания, P – продавливающая сила, приходящаяся на одну грань пирамиды.

$$P = A_1 p,$$

где A_1 – площадь части подошвы, расположенной за пределами пирамиды продавливания (заштрихованной на рис. 6.3), p – давление под подошвой, определяемое без учета веса фундамента и грунта на его уступах: $p = p_{\max}$, когда грань пирамиды перпендикулярна плоскости эксцентриситета, в другом случае $p = p_m$ – среднее давление [17].

$$N_f = N_{\max} = 3922 \text{ кН},$$

$$M_f = M + Q \cdot H_{\phi} = 453,5 + 115,1 \cdot 1,5 = 66,2 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где N_{\max} , M , Q – по комбинации 2 (6.2).

$$P_m = N_f / A = 3922 / 13,86 = 283,0 \text{ кПа},$$

$$p_{\max} = P_m \pm M_f / W,$$

$$\min$$

$W = ba^2 / 6 = 3,3 \cdot 4,2^2 / 6 = 9,702 \text{ м}^3$ – момент сопротивления площади подошвы фундамента,

$$p_{\max} = 347,5 \text{ кПа}, p_{\min} = 218,5 \text{ кПа},$$

$$A_1 = 0,6 \cdot 4,2 - 0,35 \cdot 0,35 = 2,397 \text{ м}^2,$$

$h_0 = 0,55 \text{ м}$ – полезная высота плиты при $a = 0,05 \text{ м}$,

$$U_m = 0,5 (2,4 + 3,5) = 2,95 \text{ м}.$$

Подставляем в условие (6.5)

$$2,397 \cdot 283 \leq 750 \cdot 1,1 \cdot 0,55 \cdot 2,95,$$

$$678,4 \leq 1339 \text{ – условие выполняется.}$$

При проверке прочности нижней ступени пирамида продавливания начинается от основания верхней (рис. 6.3).

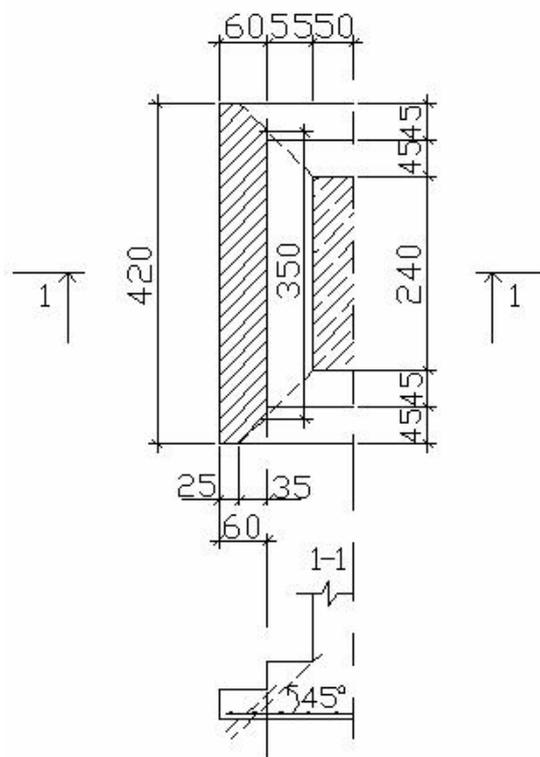


Рис. 6.3. К расчету плиты на продавливание

$$A_1 = 0,35 \cdot 4,2 - 0,20 \cdot 0,20 = 1,43 \text{ м}^2,$$

$$U_m = 0,5 (3,3 + 3,8) = 3,55 \text{ м.}$$

$$1,43 \cdot 283 \leq 750 \cdot 1,1 \cdot 0,25 \cdot 3,55,$$

$$404,7 \leq 732,2 - \text{условие выполняется.}$$

При расчете на продавливание плиты по грани, перпендикулярной плоскости эксцентриситета (рис. 6.4):

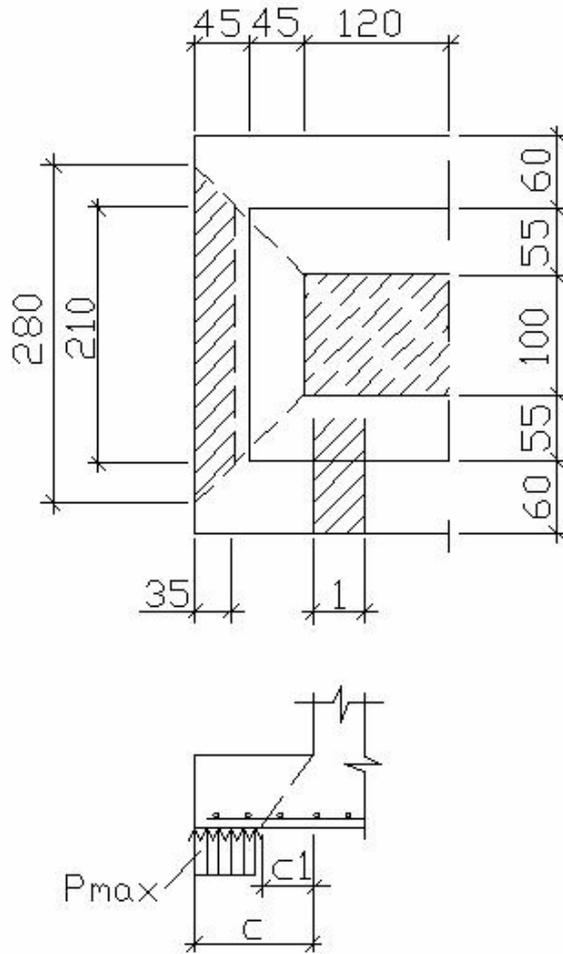


Рис. 6.4. К расчету плиты: а – к определению продавливающей силы; б – к расчету на поперечную силу

$$A_1 = 0,5 (2,1 + 2,8) \cdot 0,35 = 0,8575 \text{ м}^2,$$

$$U_m = 0,5 (1,0 + 2,1) = 1,55 \text{ м.}$$

Условие прочности

$$0,8575 \cdot 347,5 \leq 750 \cdot 1,1 \cdot 0,55 \cdot 1,55,$$

$$298,0 \leq 703,3 \text{ – выполняется.}$$

По нижней ступени проверку можно не выполнять, так как положительный результат очевиден.

6.2.8. Проверка плиты на действие поперечной силы

Выделим в плите полосу единичной ширины (рис. 6.4, а) и проверим нижнюю ступень на прочность по наклонному сечению, начинающемуся у основания верхней ступени (рис. 6.4, б).

Поперечное армирование не требуется, если выполняются два условия:

$$Q_{\max} \leq 2,5 R_{bt} h_o, \quad (6.6)$$

$$Q \leq \varphi_{b4} R_{bt} h_o^2 / c_1, \quad (6.7)$$

где Q_{\max} , Q – поперечные силы в сечениях 1-1 и 2-2 соответственно (рис. 6.4, б), $\varphi_{b4} = 1,5$ для тяжелого бетона, c_1 – горизонтальная проекция наклонного сечения.

$$Q_{\max} = P_{\max} c = 347,5 \cdot 0,6 = 208,5 \text{ кН},$$

$$2,5 R_{bt} h_o = 2,5 \cdot 750 \cdot 1,1 \cdot 0,25 = 515,6 \text{ кН} –$$

условие (6.6) выполняется.

$c_1 = 2,5 h_o$ когда $P_{\max} \leq \varphi_{b4} R_{bt}$. Поскольку это условие не выполняется,

$$c_1 = h_o \sqrt{\varphi_{b4} R_{bt} / P_{\max}} = 0,25 \sqrt{1,5 \cdot 750 \cdot 1,1 / 347,5} = 0,4718 \text{ м},$$

$$Q = Q_{\max} - P_{\max} c_1 = 208,5 - 347,5 \cdot 0,4718 = 44,55 \text{ кН}.$$

Условие (6.7) запишется в виде:

$$44,55 \leq 1,5 \cdot 750 \cdot 1,1 \cdot 0,25^2 / 0,4718,$$

$$44,55 \leq 163,9 – \text{выполняется.}$$

Для плиты в целом

$$c_1 = 0,55 \sqrt{1,5 \cdot 750 \cdot 1,1 / 347,5} = 1,038 \text{ м},$$

$$Q_{\max} = P_{\max} (0,6 + 0,55) = 399,6 \text{ кН},$$

$$Q = Q_{\max} - P_{\max} c_1 = 38,9 \text{ кН}.$$

Условие (6.7):

$$38,9 \leq 1,5 \cdot 750 \cdot 1,1 \cdot 0,55^2 / 1,038,$$

$$38,9 \leq 360,6 – \text{выполняется.}$$

Прочность плиты достаточна без поперечного армирования.

6.2.9. Расчет арматуры плиты

Плита фундамента армируется сварной сеткой, имеющей рабочие стержни в обоих направлениях и располагаемой на расстоянии a от подошвы. В нижнем ряду расположим стержни в направлении меньшей ступени. Для них $a = 50$ мм, для других $a = 65$ мм. За пределами подколонника плита испытывает изгиб реактивным давлением со стороны грунта. Рассматриваются сечения I – I, II – II, III – III, IV – IV (см. рис. 6.1). В сечениях I – I и III – III плита имеет прямоугольное сечение, в сечениях II – II и IV – IV – тавровое с полкой в сжатой зоне.

Сечение I – I: $b = 3,3$ м, $h_0 = 0,235$ м, $c = 0,45$ м.

Расчетная схема показана на рис. 6.5.

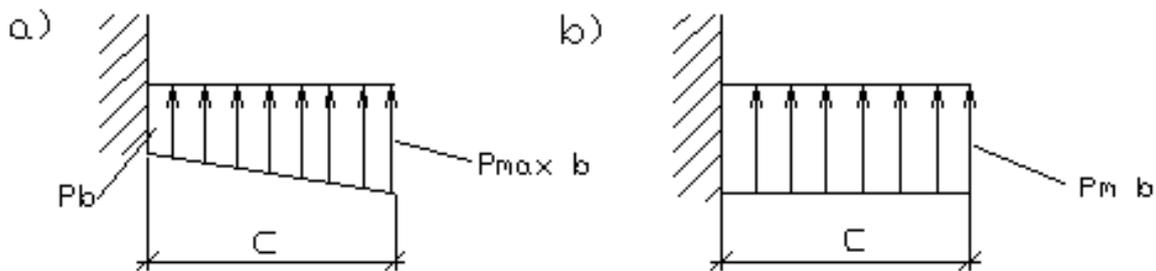


Рис. 6.5. Расчетная схема плиты

$$P_{\max} = 347,5 \text{ кПа}, \quad P_{\min} = 218,5 \text{ кПа},$$

$$P = P_{\max} - (P_{\max} - P_{\min}) \frac{c}{a} = 347,5 - (347,5 - 218,5) \frac{0,45}{4,2} = 333,7 \text{ кПа}.$$

Максимальный момент

$$M = \frac{bc^2}{3} (P_{\max} + P/2) = \frac{3,3 \cdot 0,45^2}{3} (347,5 + 333,7/2) = 151,7 \text{ кН/м}.$$

Требуемую площадь рабочей арматуры определяют из формулы

$$M = \xi h_0 R_s A_s,$$

принимая приближенно $\xi = 0,9$.

$$A_s = \frac{M}{0,9h_oR_s} = \frac{151,7 \cdot 100}{0,9 \cdot 23,5 \cdot 280 \cdot 10^{-1}} = 25,62 \text{ см}^2.$$

Сечение II – II: $b = 3,3 \text{ м}$, $h_o = 0,535 \text{ м}$, $c = 0,9 \text{ м}$.

$$P = 347,5 - (347,5 - 218,5) \frac{0,9}{4,2} = 319,9 \text{ кПа},$$

$$M = \frac{3,3 \cdot 0,9^2}{3} (347,5 + 319,9/2) = 452,1 \text{ кН/м},$$

$$A_s = \frac{452,1 \cdot 100}{0,9 \cdot 53,5 \cdot 2,8} = 33,53 \text{ см}^2.$$

Принимаем в направлении длинной стороны подошвы (в направлении меньшего эксцентриситета) 22 \varnothing 14 А-II, шаг 150 мм, $A_s = 33,86 \text{ см}^2$.

Сечение III – III: $b = 4,2 \text{ м}$, $h_o = 0,25 \text{ м}$, $c = 0,6 \text{ м}$.

Расчетная схема показана на рис. 6.5,б

$$M = \frac{P_m b c^2}{2} = \frac{283 \cdot 4,2 \cdot 0,6^2}{2} = 213,9 \text{ кН/м},$$

$$A_s = \frac{213,9 \cdot 100}{0,9 \cdot 25 \cdot 28} = 33,95 \text{ см}^2.$$

Сечение IV – IV: $b = 4,2 \text{ м}$, $h_o = 0,55 \text{ м}$, $c = 1,15 \text{ м}$.

$$M = \frac{283 \cdot 4,2 \cdot 1,15^2}{2} = 786 \text{ кН/м},$$

$$A_s = \frac{786 \cdot 100}{0,9 \cdot 55 \cdot 28} = 56,71 \text{ см}^2.$$

Принимаем в направлении короткой стороны подошвы 42 \varnothing 14 А-II, шаг 100 мм, $A_s = 64,64 \text{ см}^2$.

Темы к самостоятельной работе

1. Типы фундаментов под отдельно стоящие колонны.
2. Определение размеров фундамента по высоте.
3. Определение размеров подошвы.
4. Расчет фундамента на продавливание.
5. Расчет арматуры фундаментной плиты.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Учебное пособие позволяет студенту представить в целом несущий остов одноэтажного каркасного здания, оборудованного мостовыми кранами; сопоставить возможные конструктивные схемы, выбрать несущие конструкции, осуществить их привязку к координационным осям и вписать мостовые краны с соблюдением необходимых расстояний от строительных конструкций при их движении. Приведенные примеры помогают изучить расчеты основных несущих конструкций в их взаимосвязи на действие всех внешних нагрузок в наиболее невыгодном сочетании для каждого расчетного сечения. С достаточной полнотой применительно к расчету поперечной рамы здания освещены классические методы расчета статически и кинематически неопределимых систем: метод сил и метод перемещений.

Пособие может быть полезным не только студентам, но и инженерам-строителям.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП ГОССТРОЯ СССР, 1989. – 74 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. – М.: ЦИТП ГОССТРОЯ СССР, 1988. – 35 с.
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс: Учеб. для вузов – 5 изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
4. Воронов В.И., Ишкова Е.М., Никитенко А.В. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий: Атлас, – Владимир, 1995. – 64 с.
5. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства: Справ. проектировщика / А.И. Дехтярь, И.С. Приходько, В.М. Спиридонов и др.; Под ред. Г.И. Бердичевского. – М., Стройиздат, 1974. – 338 с.
6. Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений: Учеб. пособие. – Л.: Стройиздат. 1975. – 152 с.
7. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. пособие. – М.: Стройиздат. 1979. – 419 с.
8. Бондаренко В.М., Судницын А.И. Расчет строительных конструкций. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Высш. шк., 1984. – 176 с.
9. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М.: Стройиздат, 1978. – 175 с.
10. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). – М.: ЦИТП, 1986. – 192 с.
11. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч. II. – М.: ЦИТП, 1986. – 144 с.

12. Проектирование железобетонных конструкций: Справ. пособие / А.Б.Гольшев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.; Под ред. А.Б. Гольшева. – Киев: Будівельник, 1985. – 496 с.

13. Бартенев В.С., Воронов В.И. Железобетонные конструкции одноэтажных каркасных зданий: Текст лекций / Владим. гос. унт. – Владимир, 1990. – 60 с.

14. Строительная механика / Под ред. А.В. Даркова. – М.: Высш. шк., 1976. – С. 391.

15. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства: Справ. Проектировщика / А.И. Дехтярь, И.С. Приходько, В.М. Спиридонов и др.; Под ред. Г.И. Бердичевского. – М.: Стройиздат, 1984. – 448 с.

16. Гершанок Р.А., Клевцов В.А. Безраскосная железобетонная ферма для промышленных зданий. – Л.: Стройиздат, 1974. – 128 с.

17. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для вузов. – М.: Высш. шк., 1987. – 384 с.

Учебное издание
БАРТЕНЕВ Вадим Сергеевич
ШИШОВ Иван Иванович

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ С МОСТОВЫМИ КРАНАМИ

Учебное пособие

Редактор А.П. Володина
Корректор В.В. Гурова
Компьютерная верстка Е.Г. Радченко

ЛР № 020275. Подписано в печать 13.09.03.
Формат 60x84/16. Бумага для множит. техники. Гарнитура Таймс.
Печать офсетная. Усл. печ. л. 7,90. Уч.-изд. л. 7,61. Тираж 100 экз.
Заказ

Редакционно-издательский комплекс
Владимирского государственного университета.
600000, Владимир, ул. Горького, 87.