

На участке ВС необходимо учесть и давление воды  
 в точке В  $q = 0$ ,  
 в точке С  $q = \gamma \cdot h = 10 \cdot 2 = 20$  кПа.

Эпюры давлений построены на рисунке 2.14.

Пример 2.11 (для самостоятельного решения). Определить давление на ограждения, размеры которых и характеристики засыпки показаны на рисунке 2.15.

Пример 2.12 (для самостоятельного решения).

Определить давление воды в круглом резервуаре водонапорной башни (рис. 2.16). Диаметр цилиндрической части 6 м, а дна - 2 м. Высота от дна резервуара до уровня воды в нем  $H = 4$  м. Высота вертикальной стенки цилиндрической части равна 1.2 м, а высота усеченного конуса (от дна резервуара) 3 м.

Определить нагрузку на оболочку склада (рис.2.17), если вентиляторы создают внутреннее давление воздуха 1,5 атм. (150 кПа).

### 2.3. Аэродинамическая ветровая нагрузка

При обтекании сооружения потоком воздуха, воды (жидкости), грунтовых масс в оползнях и селях связи между средой и сооружением разрушаются, образуются зоны разряжения и напора, зависящие от конфигурации сооружения и скорости потока (рис.2.18). Учитывая свойство газообразной (воздуха) и жидкой (воды) среды не образовывать касательных связей с сооружением, давление от их движения всегда направлено по перпендикуляру к поверхности. Рассмотрим среду, в которой ускорения движения малы по сравнению со скоростью. В соответствии с законами гидродинамики сопротивление объекта в потоке или равное ему и противоположно направленное давление (нагрузка) на объект определяется скоростью потока  $v$ , плотностью среды  $\rho$  и формой объекта, учитываемой коэффициентом обтекания  $c$

$$q = c \cdot \rho \cdot v^2 / 2 . \quad (2.10)$$

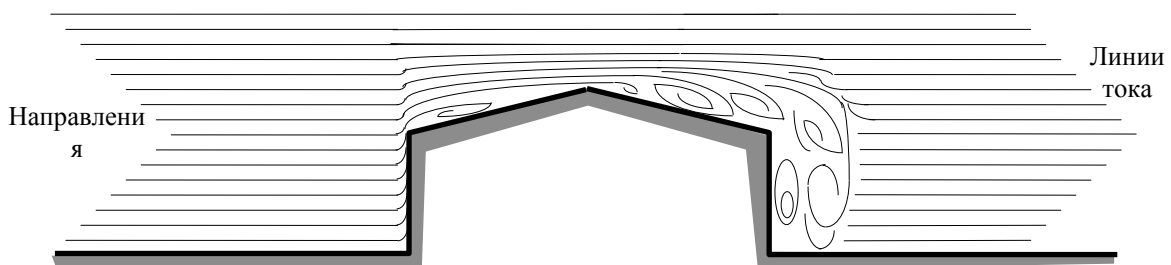


Рис. 2.18. Обтекание сооружения потоком воздуха

Коэффициент  $c$  обычно определяется экспериментально. Для малодеформируемых сооружений, когда их форма в потоке не изменяется, коэффициент сопротивления определяется на жестких моделях в

аэродинамических трубах. В том случае, когда объект изменяет свою форму в потоке (гибкие сооружения), величина сопротивления измеряется в натуре. Значения этих коэффициентов, которые часто называют аэродинамическими, для некоторых сооружений приведены на рисунке 2.19.

Ветровая нагрузка, как и снеговая, относится к классу климатических. Потoki воздуха, создаваемые ветром, обусловлены многими факторами: состоянием местности, растительности, атмосферного давления и другими. Градиенты измерения скоростей воздуха при ветре в большой степени зависят от местности. Поэтому районирование по ветровым нагрузкам значительно усложняется. Нормативные рекомендации сводятся к тому, чтобы нагрузку определять по формуле (2.10) с учетом плотности воздуха ( $\rho = 0,125 \text{ кг/м}^3$ ) и скорости ветра на высоте 10 м от земли, возможной один раз в пять лет ( $v_5$ )

$$w_0 = 0.125 v_5^2 \cdot g / 2 = 0.61 \cdot v_5^2 \text{ (Н/м)}. \quad (2.11)$$

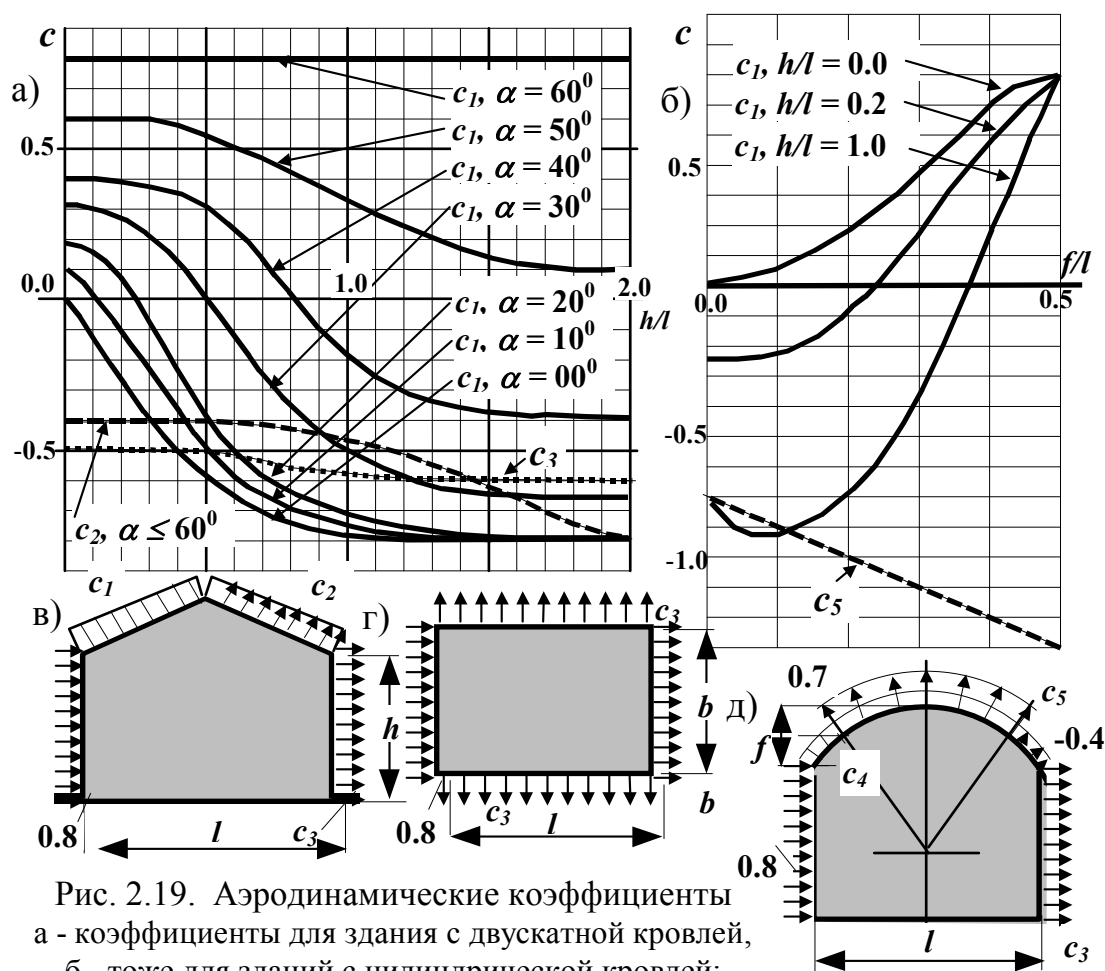
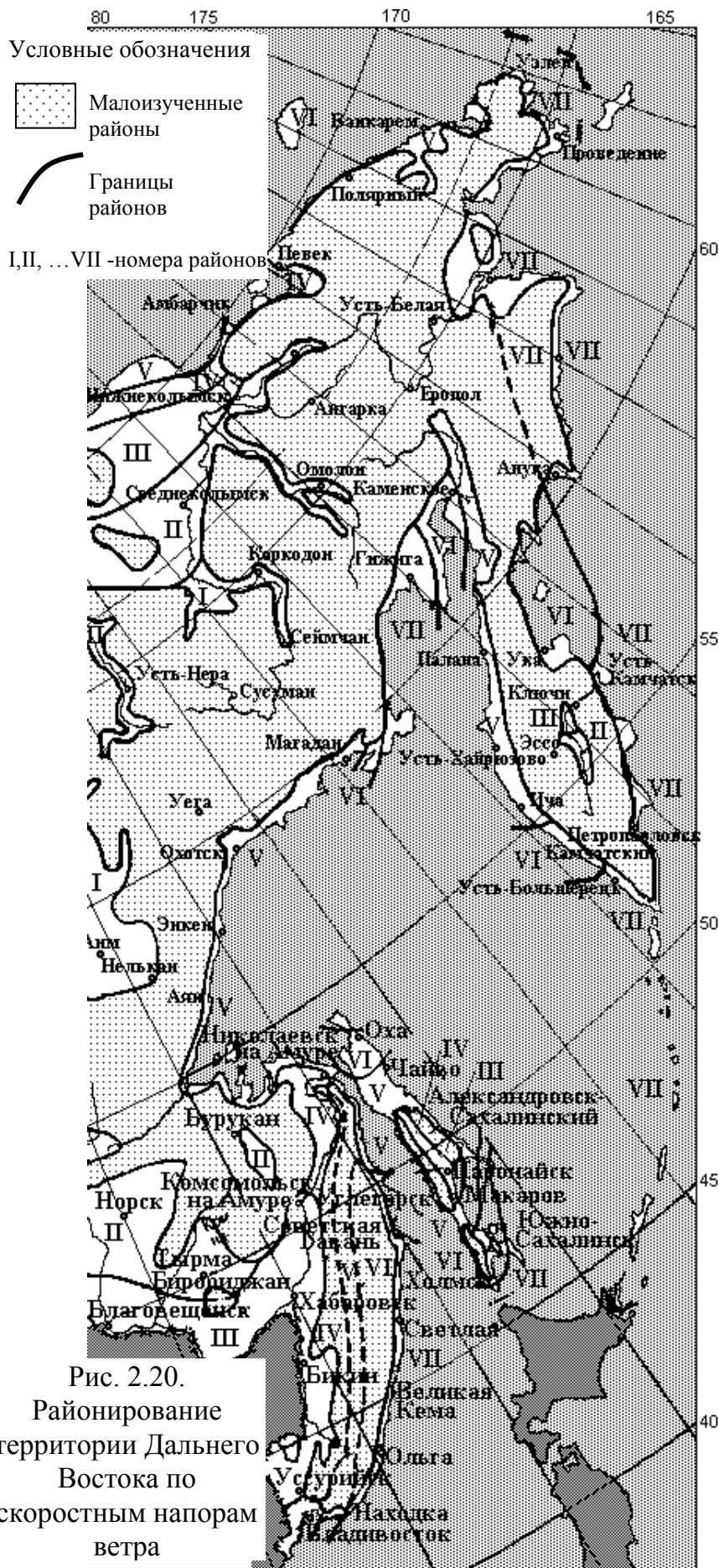


Рис. 2.19. Аэродинамические коэффициенты  
 а - коэффициенты для здания с двускатной кровлей,  
 б - тоже для зданий с цилиндрической кровлей;  
 в - профиль здания с двускатной кровлей;  
 г - его план; д - профиль здания с цилиндрической кровлей



Вероятность этого события можно подсчитать из простых соображений. Измерения скорости ветра производятся 4 раза в сутки. В году 365 суток, поэтому за пять лет будет произведено  $4 \times 365 \times 5 = 7300$  наблюдений, то есть в расчете используется такая скорость ветра, которая возможна один раз из 7300 случаев.

Расчетная скорость получается путем обработки данных многолетних наблюдений. Карта районирования по семи градациям ветра (табл. 2.7). территории Дальнего Востока, приведена на рисунке 2.20.

Скорость ветра по мере удаления от поверхности земли возрастает. Исследования показали, что это увеличение зависит от типа местности (табл. 2.8).

Таким образом, скоростная составляющая ветровой нагрузки определяется по формуле

$$w = w_0 \cdot k \cdot c \quad (2.12)$$

Таблица 2.7

Скоростные напоры ветра на высоте 10 м от поверхности земли

Параметры	Районы						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
Градации скоростей ветра, возможного один раз в пять лет, не более, м/с	22	25	27	32	37	44	52
Скоростной напор ветра $w_0$ , кПа	0.27	0.35	0.45	0.55	0.70	0.85	1.00

Примечание. В СНИП 2.01.07-85 приведена другая градация, соответствующая карте, помещенной в приложении к ним

Таблица 2.8

Коэффициент увеличения скоростного напора по высоте -  $k$

Тип местности	Высота от поверхности земли в м								
	<5	10	20	40	60	100	200	300	>400
<b>A</b> - незащищенная	0.75	1.00	1.25	1.50	1.70	2.00	2.45	2.75	2.75
<b>B</b> - с препятствиями (растительностью, зданиями) высотой более 10 м	0.50	0.65	0.85	1.10	1.30	1.60	2.10	2.75	2.75
<b>C</b> - то же высотой более 25 м	0.40	0.40	0.55	0.80	1.00	1.25	1.80	2.35	2.75

Примечание. Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если она сохраняется с наветренной стороны на расстоянии  $30h$  при высоте сооружения  $h < 60$  м и 2 км при большей высоте.

Пример 2.13. Определить давление ветра на здание, контур которого изображен на рисунке 2.21. Здание строится в г. Хабаровске на открытой местности.

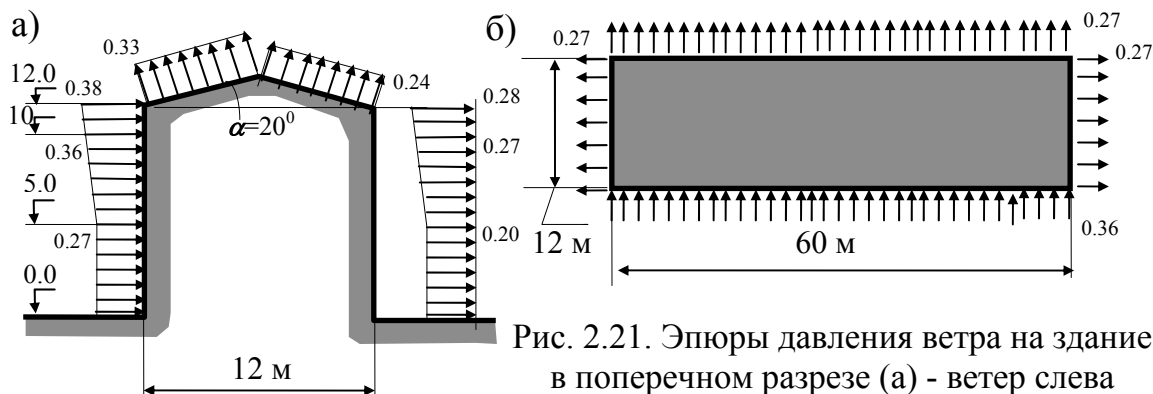


Рис. 2.21. Эпюры давления ветра на здание в поперечном разрезе (а) - ветер слева направо - и в плане (б) - ветер снизу вверх

**Решение.** Согласно карте (рис. 2.20) Хабаровск относится к ветровому району III, скоростной напор для него (табл. 2.7)  $w_0 = 0.45$  кПа. Для открытой местности коэффициент увеличения скоростного напора примем по первой строке таблицы 2.8:

на уровне от земли до 5 м  $k = 0.75$ ,  
 10 м  $k = 1.00$ ,  
 12 м  $k = 1.05$

(на высоте 12 м коэффициент  $k$  найден линейной интерполяцией).

Учитывая, что  $h/l = 1.0$ , по рисунку 2.18 получаем  
 $c = -0.7$ ,  $c = -0.5$ ,  $c = -0.6$ .

Знак минус показывает, что давление направлено от здания (отсос).

По формуле (2.11) найдем давление:

на высоте до 5 м с наветренной стороны (напор)

$$w_n = w_0 \cdot k \cdot c = 0.45 \cdot 0.75 \cdot 0.8 = 0.27 \text{ кПа,}$$

с подветренной стороны и по торцам здания (отсос)

$$w_o = 0.45 \cdot 0.75 \cdot 0.6 = 0.20 \text{ кПа,}$$

на высоте

10 м

$$w_n = 0.45 \cdot 1.00 \cdot 0.8 = 0.36 \text{ кПа,}$$

$$w_o = 0.45 \cdot 1.00 \cdot 0.6 = 0.27 \text{ кПа;}$$

на высоте

12 м

$$w_n = 0.45 \cdot 1.05 \cdot 0.8 = 0.38 \text{ кПа,}$$

$$w_o = 0.45 \cdot 1.05 \cdot 0.6 = 0.28 \text{ кПа.}$$

Давление на кровлю:

с левой стороны

$$w_n = 0.45 \cdot 1.05 \cdot 0.7 = 0.33 \text{ кПа,}$$

с правой стороны

$$w_o = 0.45 \cdot 1.05 \cdot 0.5 = 0.24 \text{ кПа.}$$

**Пример 2.14** (для самостоятельного решения). Для заданных профилей зданий (рис.2.22), расположенных на местности, защищенной зданиями высотой до 10 м, определить давление ветра на боковую поверхность и кровлю. Здания могут быть построены в Якутске, Комсомольске на Амуре и Благовещенске.

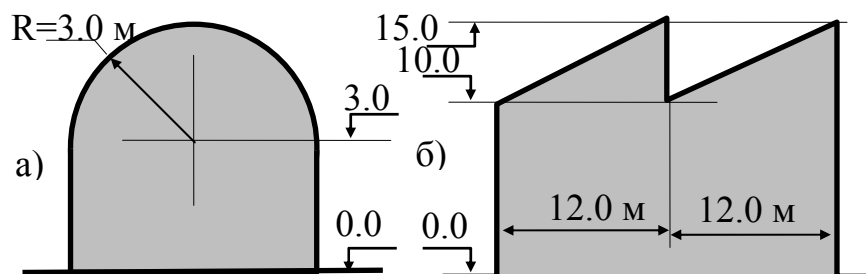


Рис. 2.22. Цилиндрическое (а) и шедовое (б) покрытия

## 2.5. Нормативные и расчетные нагрузки (нагрузки рабочего состояния)

Выше мы оперировали средними значениями нагрузок (средними удельными весами, средними углами внутреннего трения, средними размерами слоев, средними скоростями ветра). В реальной действительности величины нагрузок отличаются от средних значений. Для оценки прочности мы должны знать возможные экстремальные значения нагрузок. Поэтому необходимо установить отклонения нагрузки в неблагоприятную для конструкции сторону - обычно в сторону увеличения, но если увеличение нагрузки улучшает работу конструкции, то в меньшую сторону. Например, при увеличении гравитационной нагрузки устойчивость гибких (вантовых) конструкций улучшается, поэтому, чтобы обеспечить ее в любых условиях эксплуатации, необходимо знать возможную величину уменьшения нагрузки.

Величина вероятного отклонения нагрузки в ту или другую сторону устанавливается путем статистической обработки наблюдений за нагрузками в натуре. Эти отклонения зависят от многих факторов. Где и как изготавливаются конструкция (в условиях завода их можно контролировать, на строительной площадке контроль ограничен)? Какую однородность материала обеспечивает технология изготовления конструкции (металлические конструкции, например, имеют более стабильный удельный вес, чем бетонные)? Какова ответственность сооружения и насколько точно модель воздействия среды отражает реально происходящие явления? Вероятность отклонения нагрузки в неблагоприятную для сооружения сторону рекомендуется учитывать коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f$  (СНИП 2.01.07 - 85), значения которого для полезной нагрузки помещены в таблице 2.9.

Средние значения нагрузок называют нормативными ( $q_n$ ). Чтобы установить экстремальное значение нагрузки, необходимо ее нормативное значение умножить на коэффициент надежности по нагрузке ( $\gamma_f$ ). Такая нагрузка называется расчетной ( $q_p$ )

$$q_p = q_n \cdot \gamma_f. \quad (2.13)$$

**Пример 2.15.** Определить нагрузку рабочего состояния на перекрытие жилого дома. Состав перекрытия взять из примера 2.4.

**Решение.** Установим коэффициенты надежности по нагрузке (табл. 2.10):

для деревянных конструкций	$\gamma_f = 1.1;$
для шлакобетона с удельным весом 14 кН/м <sup>3</sup> , изготавливаемого на строительной площадке	$\gamma_f = 1.3;$
для железобетонной плиты	$\gamma_f = 1.1;$

для полезной нагрузки, которая в жилом доме равна 1.50 кПа (табл.2.3)

$$\gamma_f = 1.3.$$

Процедура определения расчетной нагрузки (нагрузки рабочего состояния) показана в таблице 2.10.

Таблица 2.9

Коэффициенты надежности по нагрузке

Характеристика нагрузки	$\gamma_f$
1.Вес конструкций и материалов в случае, когда уменьшение веса ухудшает условия работы сооружения	0.9
2.Заполнение оборудования (труб, резервуаров) жидкостями	1.0
3.Металлические конструкции и стационарное оборудование без изоляции	1.05
4.Бетонные ( $\gamma > 16$ кН/м), железобетонные, каменные и деревянные конструкции, грунты в природном залегании, заполнение оборудования суспензиями, шлаком, сыпучими телами	1.1
5.Грунты насыпные	1.15
6.Бетонные ( $\gamma < 16$ кН/м), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои, выполненные в условиях завода	1.2
7.То же в условиях строительной площадки	1.3
8.Ветровая нагрузка и снеговая на тяжелые покрытия	1.4
9.Снеговая нагрузка на легкие покрытия, в которых отношение их среднего веса к среднему весу снегового покрова менее 0.8	1.6

Таблица 2.10

Нагрузка рабочего состояния на перекрытие

Состав покрытия	Толщина слоя, м	Удельный вес, кН/м <sup>3</sup>	$q_n$ кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$q_p$ кН/м <sup>2</sup>
1.Пол паркетный	0.02	8	0.16	1.1	0.18
2.Черный пол	0.05	5	0.25	1.1	0.28
3.Слой шлакобетона	0.325	3.25	1.06	1.3	1.32
4.Плита перекрытия	0.12	25	3.0	1.1	3.30
5.Полезная нагрузка			1.50	1.3	1.95
<b>Всего</b>			5.97		7.03

**Пример 2.16** (для самостоятельного решения). Определить нагрузку рабочего состояния для покрытий и перекрытий, изображенных на рисунке 2.5. Полезные нагрузки принять в соответствии с назначением сооружений.

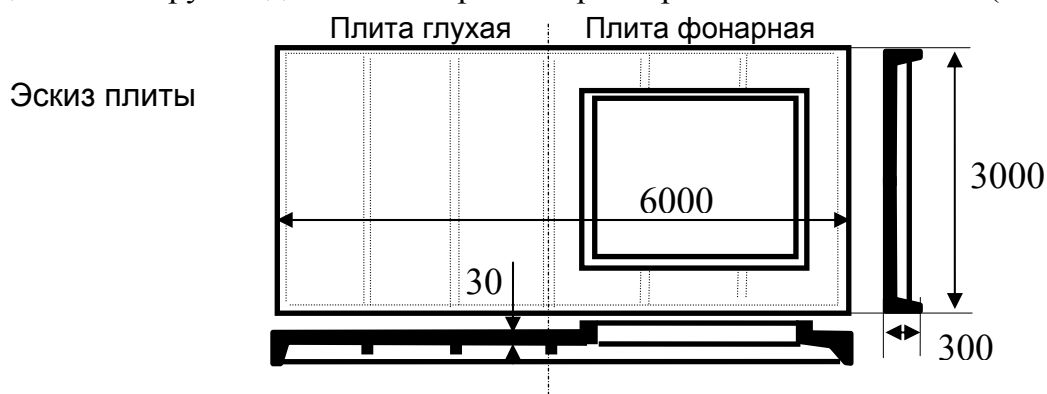
Нагрузки рабочего состояния можно несколько снизить, если учесть вероятность несовпадения по времени действия временных

нагрузок. По вопросу формирования сочетаний нагрузок можно воспользоваться существующими рекомендациями (например, СНиП 2.01.07 - 85 Нагрузки и воздействия).

## 2.6. Оценка прочности сооружений и их элементов по нагрузке

### 2.6.1. Банк предельных нагрузок

Таблица 2.11  
Предельная нагрузка для плит покрытия<sup>1</sup> размером 3х6 м ПГ и ПФ<sup>2</sup> (кН/м)



Номер несущей способности	Класс напрягаемой арматуры					
	А-III	А-IV	А-V	А-VI	Вр-II	К-7
1	1.85	1.85	1.85	2.25	1.85	2.85
2	2.95	2.95	2.95	3.65	3.65	5.25
3	4.05	4.05	4.05	5.25	5.25	6.85
4	5.05	5.55	5.55	7.05	6.85	-
5	6.55	7.05	7.05	8.25	8.25	-
6	8.25	8.25	8.25	9.15	-	-
7	-	9.15	8.95	10.55	-	-
8	-	10.55	10.55	11.35	-	-
9	-	11.55	11.55	-	-	-

Таблица 2.12

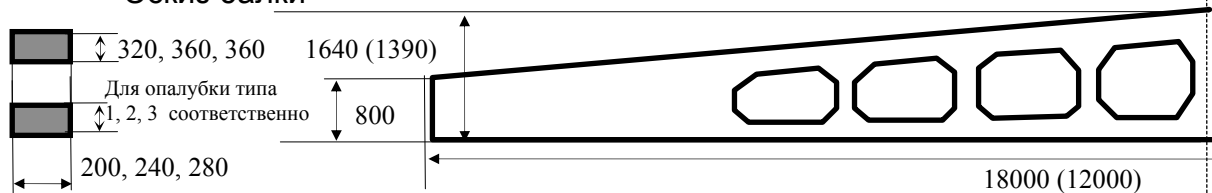
<sup>1</sup> Предельная нагрузка не включает собственный вес плиты. Объем бетона: в плите типа ПГ - 1,15 м<sup>3</sup>; в плите типа ПФ - 0,95 м<sup>3</sup>.

<sup>2</sup> По ГОСТу 22701-77 плита определяется *маркой*, в которой указывается: тип плиты (ПГ - плита глухая - без отверстий; ПВ - плита с отверстиями для вентиляции; ПЛ - плита с легко сбрасываемой кровлей для взрывоопасных цехов; ПФ - плита с зенитными фонарями); тире отделяются номер несущей способности, класс напрягаемой арматуры и вид бетона (Т - тяжелый бетон, удельный вес 25 кН/м<sup>3</sup>; П - бетон на пористых заполнителях, удельный вес 18 кН/м<sup>3</sup>). Например, ПГ - 2 АV Т (плита глухая, второй несущей способности с арматурой класса АV, из тяжелого бетона).



Предельная нагрузка<sup>3</sup> для двускатных балок под рулонную кровлю - БДР<sup>4</sup>  
(кН/м)

Эскиз балки



Номер несущей способности	Пролет 12 метров						Пролет 18 метров						
	Без крана	Таль грузоподъемностью 20 кН	Подвесной кран грузоподъемностью, кН			Тип опалубки	Без крана	Таль грузоподъемностью 20 кН	Подвесной кран грузоподъемностью, кН				Тип опалубки
			20	32	50				20	32	50	Два крана по 32	
<b>С фонарем</b>													
1	21	-	-	-	-	1	21	-	-	-	-	-	1
2	27	-	21	-	-	1	27	-	21	21	-	-	2
3	30	21	27	21	-	2	33	21	27	27	21	-	2
4	33	27	33	33	27	2	39	27	33	33	27	21	2
5	39	33	39	39	33	2	45	33	39	39	33	27	3
6	45	33	45	45	39	2	51	39	45	45	39	33	3
7	51	39	51	51	45	3	57	45	51	51	45	39	3
8	57	51	57	57	51	3	63	51	57	57	51	45	3
9	63	57	63	63	57	3	-	57	63	63	57	51	3
<b>Без фонаря</b>													
1	27	-	21	-	-	1	21	-	-	-	-	-	1
2	33	21	27	21	-	1	27	21	27	27	27	-	1
3	39	27	33	27	21	1	33	27	33	33	33	21	2
4	45	33	39	33	27	2	39	33	39	39	39	27	2
5	51	39	45	39	33	2	45	39	45	45	45	33	2
6	57	45	51	45	39	2	51	45	51	51	51	39	2
7	63	51	57	51	45	2	57	51	57	57	57	45	3
8	-	57	63	57	51	3	63	57	63	63	63	51	3
9	-	63	-	63	57	3	-	63	-	-	-	57	3

Объем бетона, м<sup>3</sup>

Тип опалубки	1	2	3
Пролет 12 м	1.86	2.17	2.50
Пролет 18 м	3.40	4.15	4.84

Таблица 2.13

<sup>3</sup> Предельная нагрузка не включает собственный вес балки

<sup>4</sup> Марка балки (например, **2БДР 12 - 4 А1V**) включает: тип опалубки, зависящей от номера несущей способности; аббревиатура - БДР - балка двускатная под рулонную кровлю; через пробел - пролет в м; через тире - номер несущей способности и класс напрягаемой арматуры. Балка любой несущей способности может быть армирована или стержневой арматурой (класс А-III и А-IV), или проволочной (класс Вр-II), или прядевой (класс П-7))

Предельная вертикальная нагрузка<sup>5</sup> на колонну<sup>6</sup>  
для цехов без мостовых кранов,  $V$  в МН



Сортамент													
по $h$ , дм	30	36	42	48	54	60	72	84	96	108	120	132	144
по $a$ , см	30 40 50 60 70 80												
по $b$ , см	30 40 50												

При горизонтальной нагрузке $H$ , кН	Номер несущей способности								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	1.23	1.62	2.22	2.82	3.42	3.63	4.23	4.38	4.68
20	1.11	1.56	2.16	2.76	3.36	3.51	4.11	4.26	4.56
30	0.99	1.44	2.04	2.64	3.24	3.39	3.99	4.14	4.44
40	0.87	1.32	1.92	2.52	3.12	3.27	3.87	4.02	4.32
50	0.75	1.20	1.80	2.40	3.00	3.15	3.75	3.90	4.20
75	0.45	0.90	1.50	2.10	2.70	2.85	3.45	3.60	3.80
100	-	0.60	1.20	1.80	2.10	2.55	3.15	3.30	3.60
150	-	-	0.60	1.20	1.80	1.95	2.55	2.70	3.00
200	-	-	-	0.60	1.20	1.35	1.95	2.10	2.40
250	-	-	-	-	0.60	0.75	1.35	1.50	1.80
300	-	-	-	-	-	-	0.75	0.90	1.20

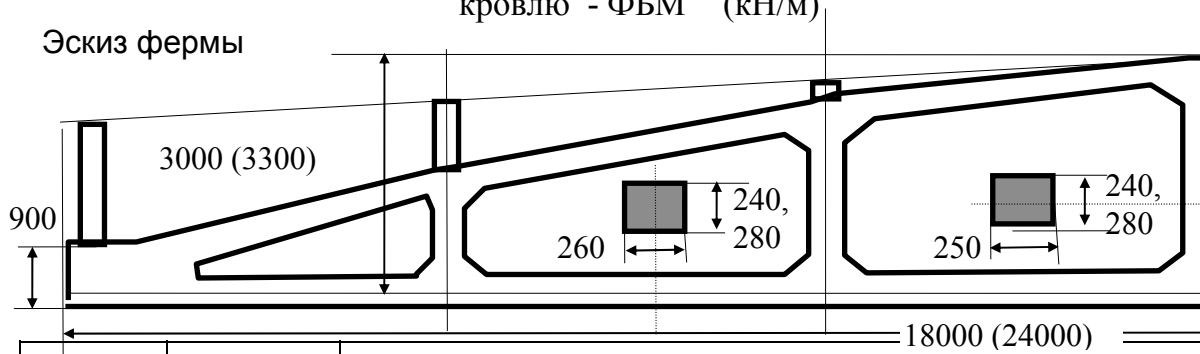
<sup>5</sup> Вертикальная нагрузка не включает вес колонны

<sup>6</sup> Марка колонны (например, **К 48 - 2 4**) состоит из: аббревиатуры К - колонна; высоты от пола до низа несущей конструкции (в дм); через тире - место расположения колонны (1 - крайняя, 2 - средняя) и номер несущей способности.

Таблица 2.14

Предельная нагрузка<sup>7</sup> для стропильных безраскосных ферм под мало уклонную кровлю - ФБМ<sup>8</sup> (кН/м)

Эскиз фермы



Пролет, наличие фонаря	Номер несущей способности	Подвесные краны грузоподъемностью, кН							
		Без крана	Таль, 30 кН	Двухопорные			Трехопорные		
				2x20	2x32	50	20	32	50
24 м, без фонаря	1	18	-	-	-	-	-	-	-
	2	24	15	15	-	-	15	-	-
	3	27	21	21	-	-	18	-	-
	4	33	27	27	18	-	21	18	-
	5	39	33	33	21	-	27	21	18
	6	45	39	39	24	-	33	27	27
	7	51	45	45	33	-	39	33	33
	8	57	51	51	39	-	45	39	39
	9	63	57	57	45	-	51	45	45
24 м, с фонарем	1	15	-	-	-	-	-	-	-
	2	18	-	-	-	-	-	-	-
	3	24	18	18	-	-	15	-	-
	4	30	27	27	-	-	21	18	-
	5	33	30	30	18	-	27	21	15
	6	39	33	33	24	-	33	27	21
	7	45	39	39	27	-	39	33	24
	8	51	45	45	30	-	45	39	30
	9	57	51	51	33	-	51	45	33
18 м без фонаря	1	18	-	-	-	-	-	-	-
	2	27	18	-	-	-	18	-	-
	3	30	27	18	-	15	21	18	-
	4	33	30	27	15	24	30	24	15
	5	39	33	30	24	30	33	30	21
	6	45	39	33	33	33	39	33	24
	7	51	45	39	39	39	45	39	30
	8	57		45	45	45	51	45	33
	9	63	57	51	51	51	57	51	39

<sup>7</sup> Предельная нагрузка не включает собственный вес фермы

<sup>8</sup> Марка фермы (например, **ФБМ 24 V - 4 A1V**) включает: тип опалубки, зависящей от номера несущей способности; аббревиатура - ФБМ - ферма безраскосная под мало уклонную кровлю; через пробел - пролет в м; через пробел - тип опалубки; через тире - номер несущей способности и класс напрягаемой арматуры. Ферма любой несущей способности может быть армирована или стержневой арматурой (класс А-III и А-IV), или проволочной (класс Вр -II), или прядевой (класс П-7))

Продолжение таблицы 2.14

Пролет, наличие фонаря	Номер несущей способности	Подвесные краны грузоподъемностью, кН							
		Без крана	Таль, 30 кН	Двухпорные			Трехпорные		
				2x20	2x32	50	20	32	50
18 м с фонарем	1	21	-	-	-	-	-	-	-
	2	24	18	-	-	-	15	-	-
	3	24	21	15	-	15	18	-	-
	4	27	24	21	15	18	24	15	-
	5	33	27	24	18	24	27	21	18
	6	39	33	33	24	33	33	27	24
	7	45	39	39	27	39	39	30	27
	8	51	45	45	33	45	45	33	33
	9	57	51	51	39	51	51	39	30

Объем бетона, м<sup>3</sup>

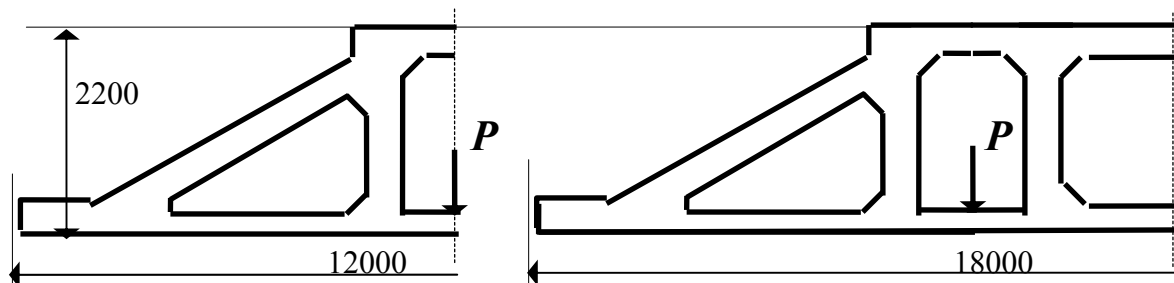
Пролет, м	Тип опалубки				
	I	II	III	IV	V
18	2.60	3.10	3.70	4.20	4.80
24	3.70	4.20	4.70	5.70	7.30

Таблица 2.15

Предельная сосредоточенная нагрузка<sup>9</sup> на фермы подстропильные (ФП<sup>10</sup>), в месте опирания стропильных ферм ( $P$ , кН)

Схема подстропильных ферм  
пролетом 12 м (объем 4.5 м<sup>3</sup>)

пролетом 18 м (объем 6 м<sup>3</sup>)



Номер несущей способности	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Предельная нагрузка, кН	580	780	1030	1230	1330	1430	1530	1650	1700

<sup>9</sup> Предельная нагрузка не включает собственный вес фермы

<sup>10</sup> Марка фермы (например, **ФП 18 - 4**) включает: аббревиатуру - ФП - ферма подстропильная; через пробел - пролет в м; через тире - номер несущей способности.

Таблица 2.16

Предельная горизонтальная нагрузка<sup>11</sup> для панелей стен  
отапливаемых зданий - ПС<sup>12</sup> (кН/м<sup>2</sup>)

Расположение панелей<sup>13</sup>

4	5	5
1		
1	2	2
1		
1		
1		
2	2	2
1	1	1

Высота, дм	Толщина, см		
	20	25	30
9	3,0	3,2	3,3
12	2,8	3,0	3,2
15	2,7	2,9	3,1
18	2,6	2,8	3,0

Примечание:

Наименование панелей: 1- рядовая, 2- перемычная, 4- карнизная  
рядовая, 5- карнизная перемычная.

Таблица 2.17

Предельная нагрузка на фундаментные балки - ФБ<sup>14</sup> (кН/м)

Номер несущей способности <sup>15</sup>	00	05	10	15	17	22	27	32	34	39	44
Нагрузка	45	68	68	70	103	8	90	100	140	5	7

<sup>11</sup> Предельная нагрузка не включает собственный вес панелей.

<sup>12</sup> Марка панели стеновой (например, ПС600.9.20-Я-21) включает: : аббревиатуру панели ПС - панель стеновая; длину ее в см; высоту в дм; толщину в см; через тире вид бетона (Я - ячеистый, П - на пористых заполнителях); второе тире отделяет двузначное число, где первая цифра - место расположения панели (см. схему расположения панелей), вторая имеет два значения: 1-прямое исполнение, 2-исполнение обратное.

<sup>13</sup> Удельный вес материала панелей не более 12 кН/м<sup>3</sup>

<sup>14</sup> Марка фундаментной балки (например, ФБ6-41) включает: аббревиатуру ФБ - фундаментная балка; шаг колонн в м; через тире номер несущей способности, просуммированный с номером укорочения балки в зависимости от того, на что и где укладывается фундаментная балка (в нашем примере 41= 39+2, 39 - номер несущей способности, 2 - балка укорочена на 950 мм). Укорочение балки зависит от того, на что и где она опирается; на обрез фундамента колонны перед ней, на обрез фундамента в створе колонн, у температурного или усадочного шва здания и др.

Номер укорочения: 1- на 50 мм, 2- на 950 мм, 3- на 1250 мм, 4- на 1550 мм, 5- на 1770 мм.

<sup>15</sup> Балки несущей способности 00 и 05 предназначены для самонесущих панельных стен толщиной до 250 мм. Балки несущей способности 10, 15, 17 - то же толщиной до 400 мм. Балки несущей способности 22, 27, 32, 34 - для кирпичных и блочных стен толщиной до 510 мм. Балки несущей способности 39 и 44- под навесные панельные стены толщиной соответственно до 200 мм и 300 мм.

Банк предельных нагрузок (банк данных) формируется для каждого элемента сооружения в отдельности. Имеются банки предельных нагрузок для типовых плит покрытий и перекрытий, панелей стен, ригелей, балок, ферм, колонн, фундаментных балок и других элементов (см. табл. 2.11 - 2.17). Для других элементов сооружений банк данных нужно искать в справочниках по типовым конструкциям<sup>16</sup>, в типовых проектах или создавать самостоятельно (см. главу 5).

В банке предельных нагрузок приводятся их предельно допустимые значения. Эксплуатация элемента при нагрузках выше этого значения опасна. Чтобы оценить прочность всего сооружения, необходимо оценить прочность всех его элементов, и только тогда, когда все элементы выдерживают расчетные нагрузки (нагрузки рабочего состояния), можно говорить о прочности всего сооружения в целом. Если хотя бы один элемент не отвечает условию прочности, то можно сделать вывод о том, что сооружение для данных условий эксплуатации не пригодно.

Для того чтобы использовать существующий банк предельных нагрузок, необходимо привести в точное соответствие характер сравниваемых нагрузок рабочего и предельного состояний. Для конструкций, которые контактируют со средой по явно выраженной поверхности, предельной является поверхностная нагрузка (измеряется в  $\text{H}/\text{m}^2$ ). Например, в плите покрытия (табл. 2.11) и стеновой панели (табл. 2.16) явно выделяются поверхности, к которым прикладывается нагрузка: к плитам покрытия - вес самого покрытия и снеговая, к панелям стен - ветровая. Рабочая нагрузка при оценке прочности таких конструкций должна быть также поверхностной.

Предельная нагрузка на конструкции, которые несут плиты и панели (например, балки, ригели, фермы и другие), в банке данных отнесена к единице длины элемента, то есть является линейной ( $\text{H}/\text{m}$ ). Поэтому и нагрузка рабочего состояния должна быть приведена к линейной и измеряться в тех же единицах ( $\text{H}/\text{m}$ ).

Балки, ригели, фермы передают нагрузку на колонны в виде сил, сосредоточенных на малом участке (нагрузка относится к точке). Поэтому предельной в банке данных для таких конструкций является сила ( $\text{H}$ ) и нагрузка рабочего состояния должна быть приведена к силе ( $\text{H}$ ).

Ранее мы подробно разобрали поверхностную нагрузку. Процедура по приведению поверхностной нагрузки к линейной или сосредоточенной называется **сбором нагрузки** на элемент сооружения

---

<sup>16</sup> Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства: Справочник проектировщика. - М.: Стройиздат, 1981

### **.2.6.2. Сбор нагрузки**

Процедура сбора нагрузки требует умения решать две задачи. Во-первых, определять, как нагрузка передается от одного элемента сооружения к другому, то есть устанавливать так называемую «иерархическую схему» - *схему подчиненности*. Во-вторых, находить величину нагрузки, которая прикладывается к изучаемому элементу.

Один из простейших способов решения первой задачи связан с представлением о последовательности монтажа элементов сооружения. Монтаж широко распространенных плитно-балочных сооружений, например, обычно начинается с устройства фундаментов. Затем на них устанавливаются вертикальные несущие элементы (колонны, стены), на которые укладываются горизонтальные элементы (ригели, балки, фермы), а на них - плиты перекрытий или покрытий. Передача нагрузки происходит по схеме *разборки*, т. е. плиты передают нагрузку на балки, ригели, фермы, которые в свою очередь загружают колонны (стены), а те - фундамент. Горизонтальные элементы (ригели, балки, фермы), например, собирают нагрузку с плит. Таким образом, на них передается нагрузка, приложенная к поверхности этих плит. Ригели, балки, фермы и другие горизонтальные элементы опираются на колонны и передают на каждую из них соответствующую часть нагрузки от плит.

Часть поверхности, с которой нагрузка передается на элемент сооружения, называют *грузовой площадью*. От ее размеров и формы зависит величина распределения линейной нагрузки или значение сосредоточенной силы.

Таким образом, передача нагрузки происходит по схеме разборки, а ее величина определяется грузовой площадью и интенсивностью поверхностной нагрузки. Для того чтобы определить эту площадь, воспользуемся принципом равной ответственности, который заключается в том, что всякая нагрузка распределяется поровну между несущими элементами одного уровня иерархии.

#### ***Приведение поверхностной нагрузки к линейной.***

Если, например, на плиту, опирающуюся на два параллельных ригеля (рис.2.23), действует равномерно распределенная нагрузка  $q$  (Н/м<sup>2</sup>), то на каждый ригель нагрузка будет собираться с части плиты, прилегающей к нему. ***Принцип равной ответственности говорит о том, что вся нагрузка должна делиться поровну (пополам)***, то есть половина плиты, прилегающая к ригелю, передает на него всю поверхностную нагрузку. Линия, проходящая по середине ширины плиты в направлении расположения ригелей, называется линией раздела нагрузки. Она разбивает загруженную поверхность на две части, каждая

из которых составляет грузовую площадь соответствующего (ближайшего) ригеля. Значение линейной нагрузки, отнесенной к одному ригелю, можно подсчитать как произведение

$$q = q_0 \cdot (a/2), \quad (2.14)$$

где  $a$  - ширина плиты.

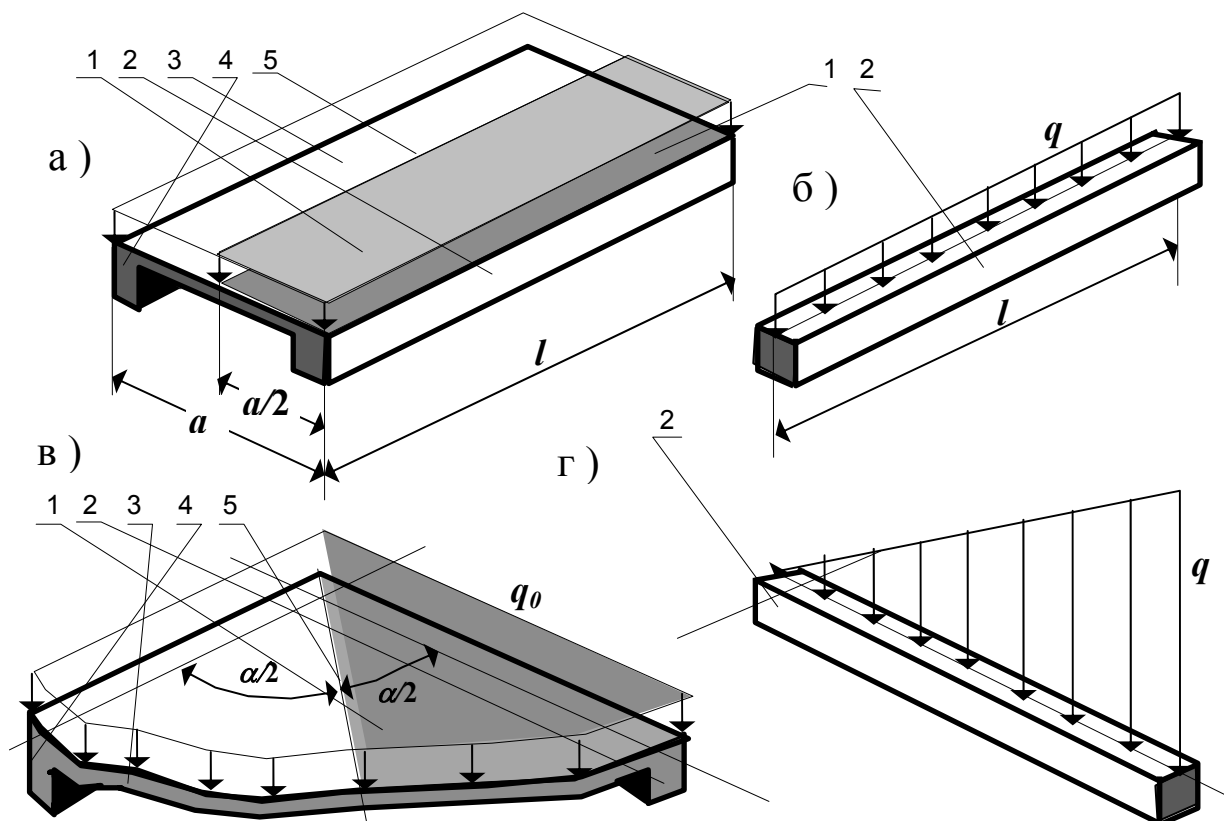


Рис. 2.23. Сбор нагрузки на линейные элементы:

а, б - при параллельном расположении ригелей;  
 в, г - при пересечении ригелей под углом; б, г - нагрузка на ригели  
 1 - грузовая площадь; 2, 4 - ригели; 3 - плита; 5 - линия раздела

Если же ригели не параллельны, то линия раздела проходит по биссектрисе угла между ними, так как расстояния от точки, лежащей на биссектрисе, до осей ригеля одинаковы. Ввиду того, что грузовая площадь вдоль ригеля меняет свою ширину, а нагрузка равномерно распределена по площади, согласно (2.14) линейная нагрузка вдоль ригеля не постоянна, а меняется по закону изменения расстояния от ригеля до линии раздела.

**Пример 2.17.** Определить распределение нагрузки вдоль ригеля производственного здания (рис.2.24). Поверхностная нагрузка на покрытие  $5.6 \text{ кН/м}^2$ . Шаг ригелей 6 м, пролет 18 м.



Решение. Линия раздела между соседними ригелями проходит по середине их шага, то есть на каждый ригель в середине блока с двух сторон передается нагрузка

$$q = 5.6 \cdot 6 = 33.6 \text{ кН/м.}$$

Крайние ригели загружены только с одной стороны, поэтому нагрузка на них в два раза меньше

$$q = 5.6 \cdot 3 = 16.8 \text{ кН/м.}$$

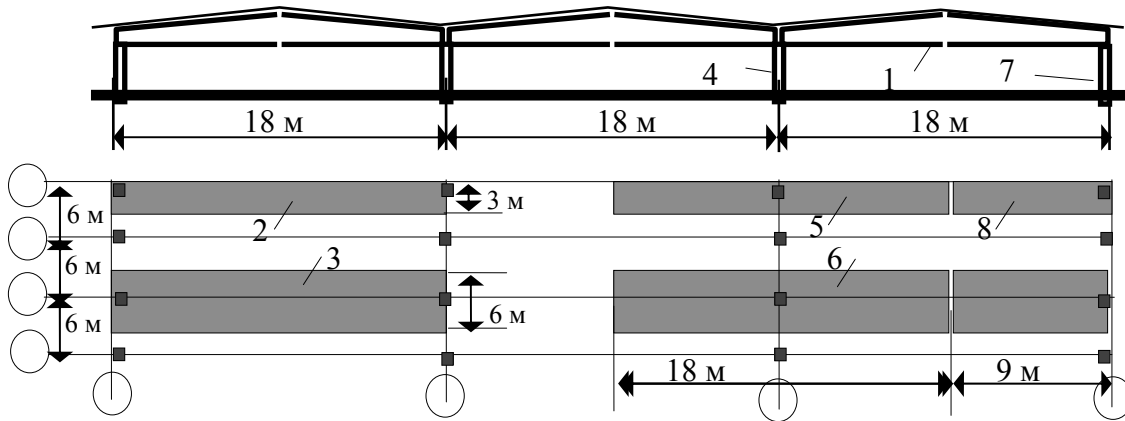


Рис.2.24. Промышленное здание.

а - разрез, б - план

1-ригель, 2-грузовая площадь на крайний ригель, 3- то же на средний, 4-средняя колонна, 5-грузовая площадь на торцевую колонну, 6-то же на среднюю, 7-крайняя колонна, 8-грузовая площадь на угловую колонну

Пример 2.18 (для самостоятельного решения). Определить нагрузку на средний и крайний ригели неразрезной плиты (рис.2.25) от полезной нагрузки  $2 \text{ кН/м}^2$  с учетом и без учета собственного веса плиты и ригеля. (На рис. 2.25 приведены ответы без учета собственного веса конструкции).

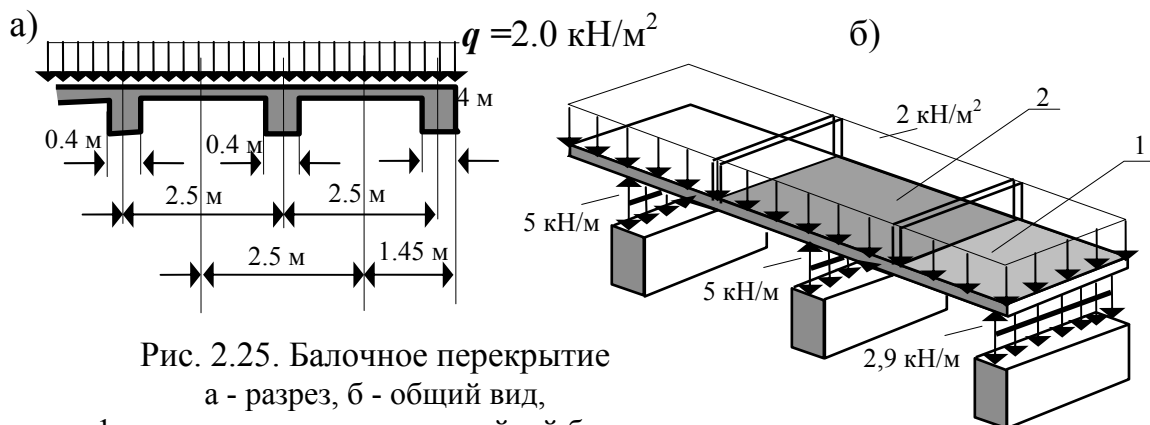


Рис. 2.25. Балочное перекрытие  
а - разрез, б - общий вид,

1 - грузовая площадь для крайней балки,  
2 - то же для средней (размеры в см)

**Пример 2.19.** Найти нагрузку на подошву фундамента вдоль брандмауэрной стенки (рис.2.26). Толщина кирпичной стены равна 38 см. Высота фундаментных подушек 30 см, ширина 0.6 м. Карнизная плита высотой 8 см имеет ширину 0.5 м.

**Решение.** Нагрузка вдоль подошвы фундамента не одинакова, так как высота стены изменяется в соответствии с уклоном кровли прилегающего здания.

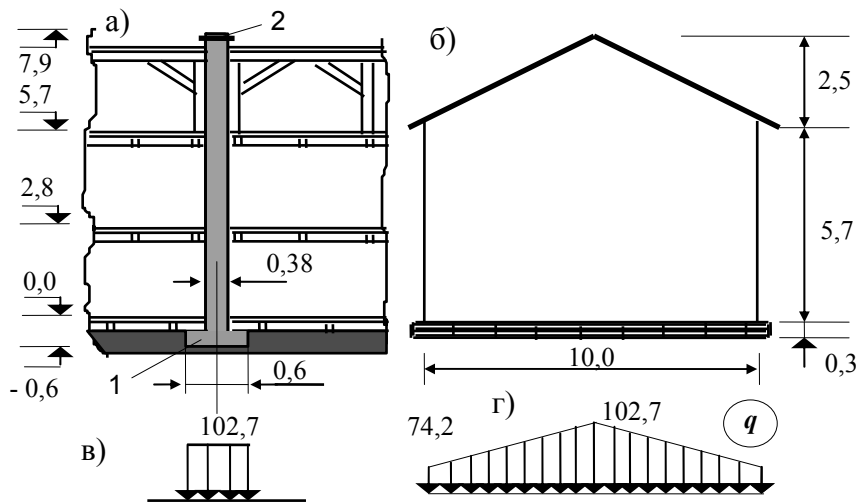


Рис 2.26 Брандмауэрная стена

а - разрез стены, б - фасад, в - давление в середине стены (кПа),  
 г - эпюра давления на подошву фундамента по длине стены (кПа);  
 1 - подошва фундамента,  
 2 - железобетонная карнизная плита

Нагрузка:

от фундаментной подушки ( $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ )

$$0.3 \cdot 0.6 \cdot 25 = 4.5 \text{ кН/м,}$$

от карнизной плиты ( $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ )

$$0.08 \cdot 0.5 \cdot 25 = 1 \text{ кН/м.}$$

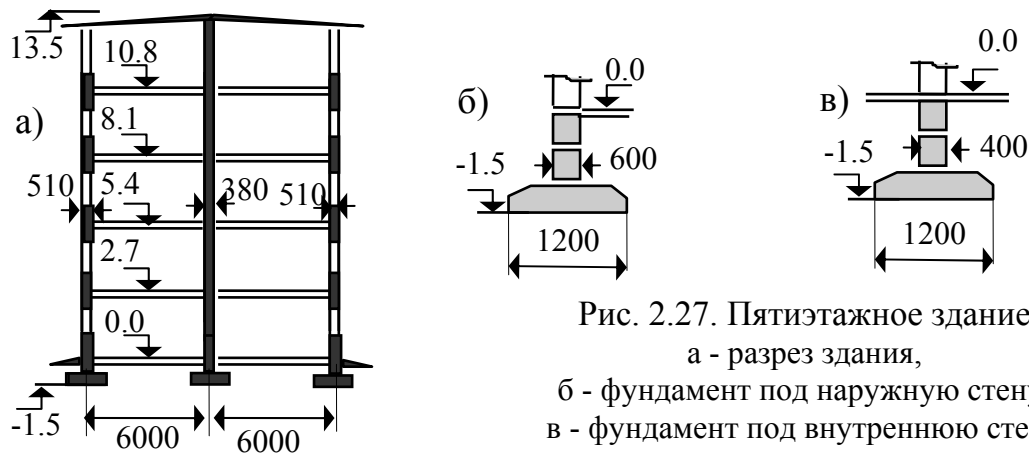


Рис. 2.27. Пятиэтажное здание

а - разрез здания,  
 б - фундамент под наружную стену,  
 в - фундамент под внутреннюю стену

Кирпичная стена ( $\gamma = 18$  кН/м) переменной высоты передает на подошву фундамента нагрузку, пропорциональную толщине и высоте стены:

максимальное давление

$$0.38 \cdot 8.2 \cdot 18 = 56.4 \text{ кН/м,}$$

минимальное давление

$$0.38 \cdot 5.7 \cdot 18 = 39.0 \text{ кН/м.}$$

Эпюра давления показана на рисунке 2.25.

**Пример 2.20** (для самостоятельного решения). Определить давление на подошву фундамента жилого дома, разрез которого приведен на рисунке 2.27. Состав перекрытия и покрытия принять по своему усмотрению. Учесть полезную нагрузку. Проемы во внешних стенах составляют 35% их площади, во внутренних - 10%.

**Пример 2.21.** Определить грузовые площади и найти распределение нагрузки для четырех ригелей, которые окаймляют четырехугольную плиту ( $a = 2.5$  м,  $b = 3$  м) с равномерно распределенной поверхностной нагрузкой  $q = 4$  кН/м<sup>2</sup> (рис.2.28).

**Решение.** Рассматривая углы плиты **A, B, C, D**, отмечаем, что в каждом из них поверхностная нагрузка передается на два ригеля, пересекающихся под углом  $90^\circ$ . Следовательно, линиями разделов являются **AF, BF, DE, CE**, делящие эти углы пополам. Точки пересечения биссектрис образуют треугольники **AFB** и **CED**, являющиеся грузовыми площадями для ригелей **AB** и **CD**. Оставшуюся часть площади средней линией **FE** разделим на две **AFEC** и **BFED**, которые являются грузовыми площадями для ригелей **AC** и **BD**.

Распределение нагрузки вдоль ригелей показано на рисунке 2.28.

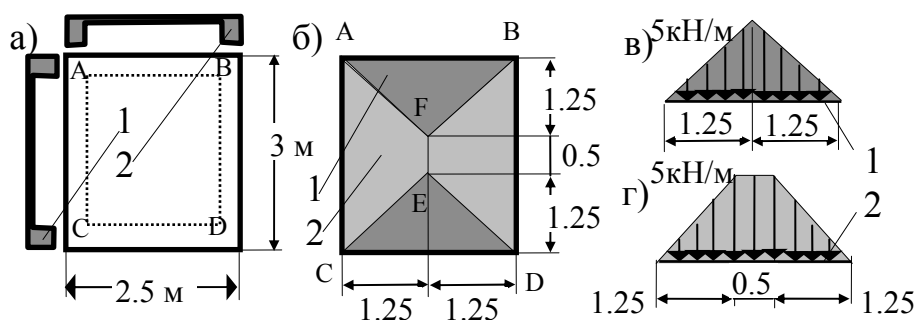


Рис. 2.28. Плита перекрытия

а - схема плиты, б - грузовые площади, в - нагрузка на ригель 1,

**Пример 2.22.** Радиальная вантовая система на круговом контуре радиусом **50** м содержит **18** радиальных вант, на которых находятся

плиты покрытия, передающие поверхностную нагрузку интенсивностью  $4.12 \text{ кН/м}^2$ . Определить грузовую площадь загрузки одной ванты (рис.2.29).

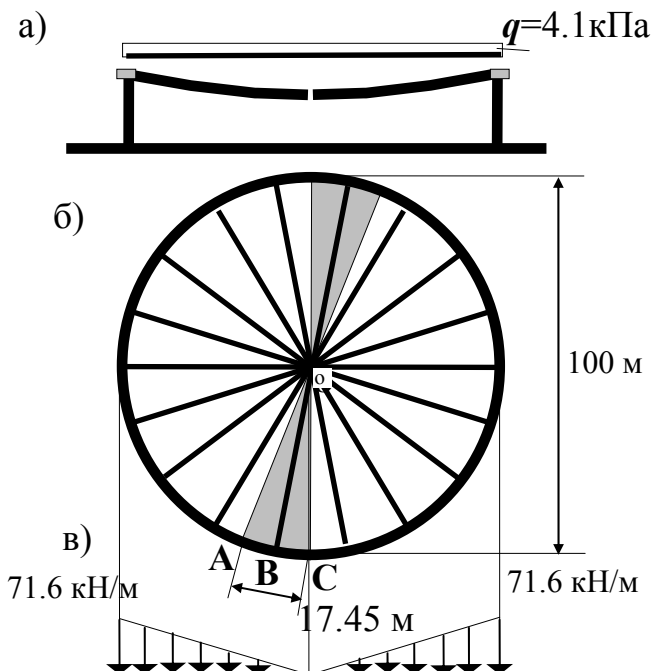


Рис. 2.29. Радиальное вантовое покрытие  
а – разрез, б – план,  
в – нагрузка вдоль ванты

Эпюра нагрузки показана на рисунке 2.29.

**Решение.** В горизонтальной плоскости угол между вантами равен

$$\alpha = 360^\circ / 18 = 20^\circ.$$

Линия раздела пройдет по биссектрисе этого угла. Так как плиты находятся с двух сторон от ванты, то нужно к полученной грузовой площади **ОАВ** прибавить такую же по величине площадь **ОВС**.

Величина максимальной нагрузки определяется шагом вант по опорному контуру:

$$a = \alpha \cdot R = (2 \cdot \pi / 18) \cdot 50 = 17.45 \text{ м},$$

$$q = 17.45 \cdot 4.1 = 71.56 \text{ кН/м}.$$

**Пример 2.23** (для самостоятельного решения).

Определить нагрузку на ванту шатрового покрытия (рис.2.30).

**Пример 2.24** (для самостоятельного решения).

Определить грузовые площади и распределение нагрузки для ригелей в неразрезной окаймленной плите (рис.2.31).

Интенсивность поверхностной нагрузки равна  $2 \text{ кН/м}^2$ .

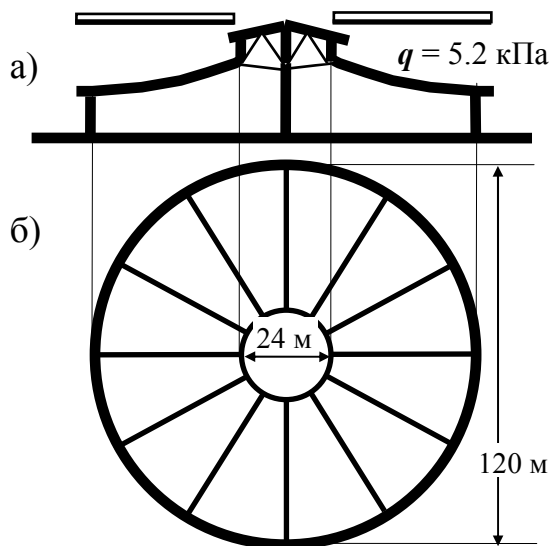


Рис. 2.30. Шатровое покрытие  
а - разрез, б - план

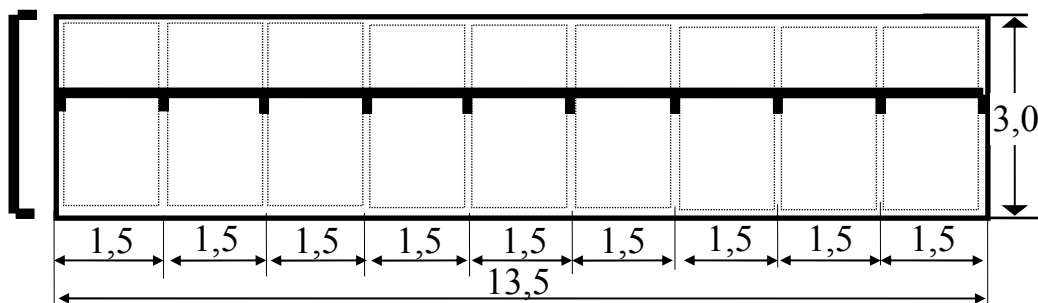


Рис. 2.31. Ребристая плита покрытия 13,5 x 3 м

### ***Приведение поверхностной нагрузки к сосредоточенной.***

Следуя тому же принципу равной ответственности конструкций, сосредоточенная сила на колонну, передаваемая через ригели, собирается с площади, полученной путем деления расстояний между элементами одного иерархического уровня (колонн, например) пополам (рис.2.32). Приведение к сосредоточенной силе необходимо при расчете не только колонн, но и ферм, подстропильных балок и других конструкций.

**Пример 2.25.** Определить нагрузку на колонны промышленного здания, показанного на рисунке 2.24. Исходную информацию взять из примера 2.17.

**Решение.** Разделим расстояния по шагу рам и по пролету пополам. Таким образом, площадь грузовой поверхности

$$A = 6 \cdot 18 = 108 \text{ м}^2,$$

а сосредоточенная сила (нагрузка на колонну)

$$P = A \cdot q = 108 \cdot 5.2 = 561.6 \text{ кН.}$$

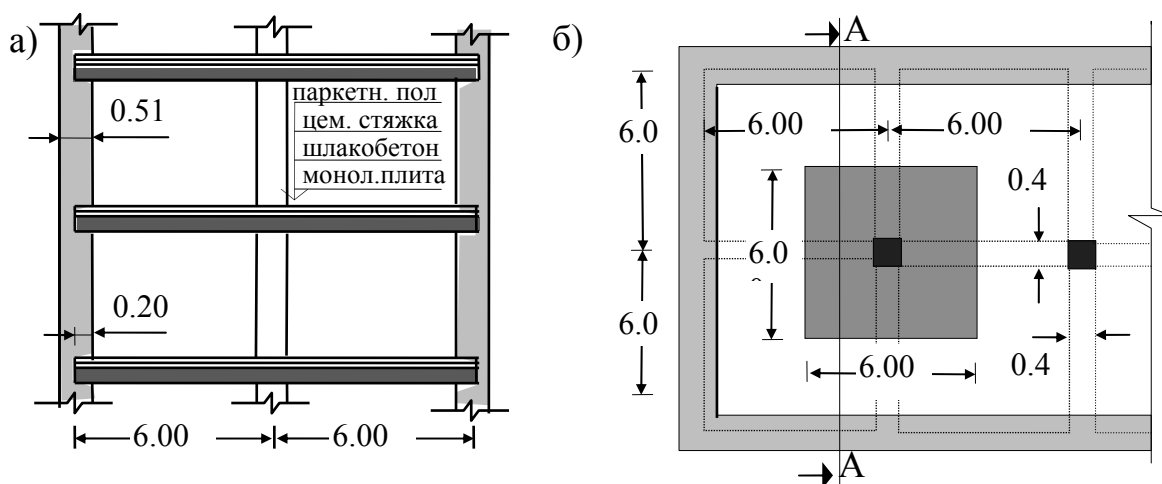


Рис. 2.32. Ребристое перекрытие многоэтажного здания.

а - разрез по А-А, б - план этажа (заштрихована грузовая площадь колонны)

**Пример 2.26.** Собрать нагрузку на плиту монолитного ребристого перекрытия многоэтажного здания и нагрузку, передающуюся

от перекрытия на центральную колонну. Фрагменты плана и разреза здания представлены на рисунке 2.32. Колонны железобетонные, сечением  $40 \times 40$  см, устанавливаются через 6 м. Перекрытие железобетонное монолитное ребристое, толщина плиты 12 см, сечения ребер (продольных и поперечных балок)  $20 \times 50$  см. Удельные веса конструкций пола ( $\text{кН/м}^3$ ): паркет дубовый – 6, цементная стяжка – 20, шлакобетон (звукоизоляция) – 12.2, железобетонная плита – 25.

**Р е ш е н и е.** Коэффициенты надежности по нагрузке в соответствии со СНиП 2.01.07.85. Для деревянных конструкций и равномерно распределенных временных нагрузок при нормативном значении большем 2 кПа  $\gamma_f = 1.2$ . Для железобетонных конструкций с удельным весом большим  $16 \text{ кН/м}^3$   $\gamma_f = 1.1$ . Для изоляционных и выравнивающих слоев, выполняемых на строительной площадке,  $\gamma_f = 1.3$ .

Для того чтобы от удельного веса материалов и конструкций перейти к нормативной равномерно распределенной нагрузке по площади, необходимо удельный вес материалов умножить на толщину слоя. Расчетные значения нагрузки получаем умножением значений нормативных нагрузок на коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$ . Определение нагрузки на плиту сводим в таблице 2.18.

Таблица 2.18

Сбор нагрузок на плиту

Нагрузка	Нормативная $\text{кН/м}^2$	$\gamma_f$	Расчетная, $\text{кН/м}^2$
<i>А. Постоянная</i>			
Паркетный пол ( $\delta = 0.02 \text{ м}$ , $\gamma = 6 \text{ кН/м}^3$ )	0.12	1.2	0.14
Цементная стяжка ( $\delta = 0.02 \text{ м}$ , $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ )	0.40	1.3	0.52
Шлакобетон ( $\delta = 0.08 \text{ м}$ , $\gamma = 12.2 \text{ кН/м}^3$ )	0.98	1.3	1.27
Железобетонная плита ( $\delta = 0.12 \text{ м}$ , $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ )	3.00	1.1	3.30
<b>Итого</b>	4.50		5.26
<i>Б. Временная</i>			
Длительно действующая	2.0	1.2	2.40
Кратковременная	4.0	1.2	4.80
<b>Итого</b>	6.0		7.20
<i>В. Суммарная</i>			
Постоянная и длительно действующая	6.50		7.66
Кратковременная	4.00		4.80
<b>Всего</b>	10.50		12.46

Поскольку монолитная железобетонная плита перекрытия опирается по контуру на стены, а в середине пролета поддерживается колоннами, то грузовая площадь, приходящаяся на колонну (рис.2.32),

равна  $A=6.0 \cdot 6.0 - 0.4 \cdot 0.4 = 35.84 \text{ м}^2$ . Тогда нагрузка с этой площади, передающаяся на колонну, будет равна нагрузке на  $1 \text{ м}^2$  площади плиты, умноженной на величину грузовой площади, приходящейся на колонну, и плюс нагрузка от собственного веса ребер плиты.

Подсчитаем нагрузку от собственного веса ребер плиты, приходящуюся на погонный метр ребра:

$$\text{нормативная} - q^H_{\text{ребра}} = (0.5-0.12) \cdot 0.225 = 1.9 \text{ кН/м},$$

$$\text{расчетная} - q^P_{\text{ребра}} = q^H_{\text{ребра}} \cdot 1.1 = 1.9 \cdot 1.1 = 2.09 \text{ кН/м}.$$

Следовательно, нагрузка от перекрытия, передающаяся на колонну, будет равна:

*постоянная*

$$\text{нормативная} \quad P^H_{\text{пост}} = 4.5 \cdot 35.84 + 2 \cdot 1.9 \cdot (6.0 - 0.4) = 182.56 \text{ кН},$$

$$\text{расчетная} \quad P^P_{\text{пост}} = 5.268 \cdot 35.84 + 2 \cdot 2.09 \cdot 5.6 = 212.22 \text{ кН};$$

*временная*

$$\text{длительная} \quad P^{\text{длит}}_{\text{временная}} = 2.4 \cdot 35.84 = 86.02 \text{ кН},$$

$$\text{кратковременная} \quad P^{\text{кратко}}_{\text{временная}} = 4.8 \cdot 35.84 = 172.03 \text{ кН};$$

*нагрузка рабочего состояния*

$$\text{нормативная} \quad P^H = 10.5 \cdot 35.84 + 2 \cdot 1.9 \cdot 5.6 = 397.6 \text{ кН},$$

$$\text{расчетная} \quad P^P = 12.468 \cdot 35.84 + 2 \cdot 2.09 \cdot 5.6 = 497.33 \text{ кН}.$$

**Пример 2.27.** Определить нагрузку, действующую на продольные и поперечные балки (ребра) монолитного ребристого перекрытия. План и разрезы здания представлены на рисунке 2.33.

Размеры здания в плане  $18 \times 22.5 \text{ м}$ , железобетонные колонны сечением  $40 \times 40 \text{ см}$ , сетка колонн  $4.5 \times 6 \text{ м}$ . Стены кирпичные, несущие. Ось стены проходит на расстоянии  $20 \text{ см}$  от внутренней грани. Полезная временная нормативная нагрузка на перекрытие  $6 \text{ кПа}$ , в том числе кратковременная  $4 \text{ кПа}$ . Толщина плиты, размеры ребер перекрытия, конструкция пола такие же, как в примере 2.26.

**Решение.** Сбор нагрузок на плиту перекрытия выполнен в примере 2.26 (табл. 2.18.), поэтому воспользуемся этими данными. Грузовые площади, приходящиеся на продольные и поперечные балки монолитного перекрытия от плиты, опертой по контуру, показаны на рисунке 2.33. На эти балки кроме нагрузки от плиты будет действовать еще нагрузка от собственного веса самих балок (ребер перекрытия).

Пролеты балок

$$l_{\text{продольных}} = 4.5 - 0.2 - 0.2 = 4.1 \text{ м},$$

$$l_{\text{поперечных}} = 6.0 - 0.2 - 0.2 = 5.6 \text{ м}.$$

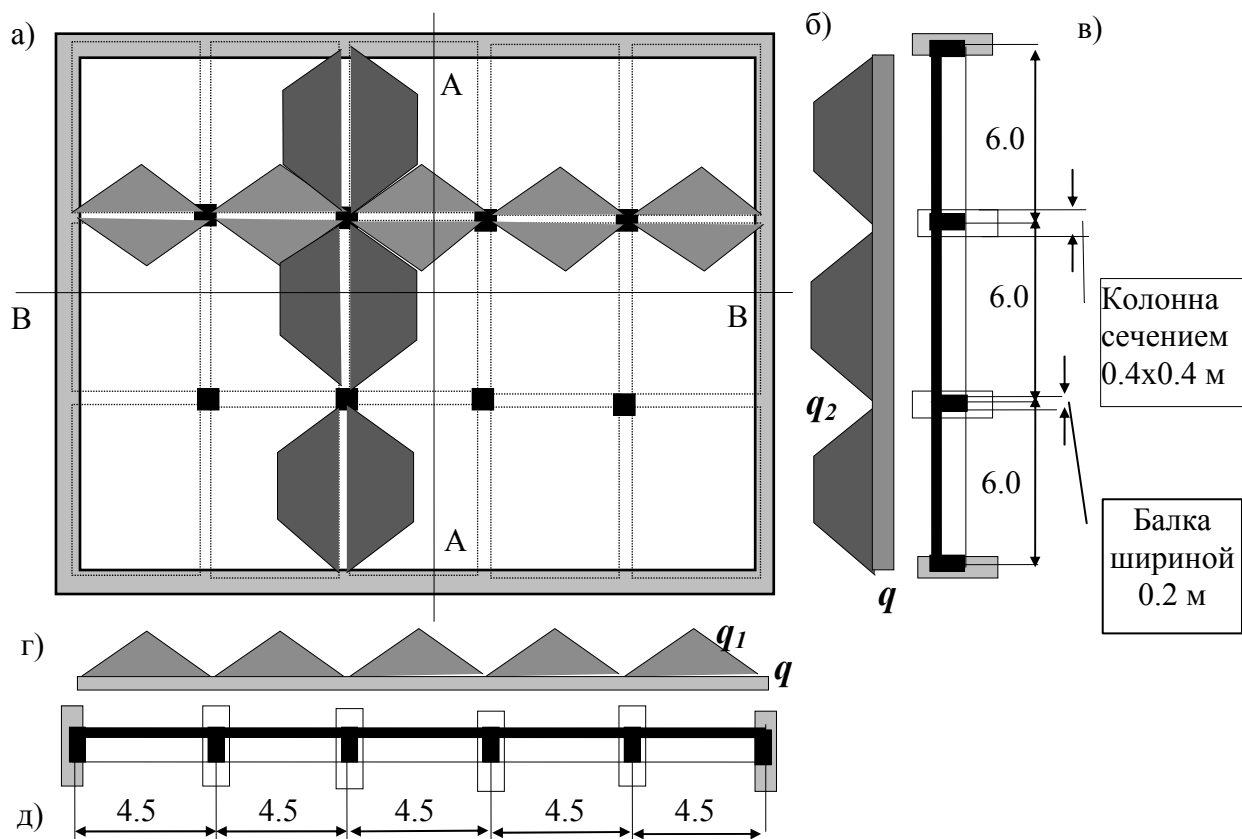


Рис. 2.33. Ребристое перекрытие (размеры даны в м)

а - план, б - нагрузка на поперечную балку, в - разрез по А-А (вдоль поперечной балки), г - нагрузка на продольную балку, д - разрез по В-В (вдоль продольной балки),

Максимальная интенсивность ( $q_1$ ) нагрузки, распределенной по треугольнику, действующему на продольную балку, определится произведением величины интенсивности нагрузки, приходящейся на плиты перекрытия ( $q_{плиты}$ ), на шаг балок в продольном направлении (4.5 м). Максимальная интенсивность ( $q_2$ ) трапециевидальной нагрузки, действующей на поперечную балку, по величине равна  $q_1$ .

Нагрузка от собственного веса одного метра балок подсчитана в примере 2.26. и составляет:

нормативная  $q_{собств. вес}^н = 1.9$  кН/м,

расчетная  $q_{собств. вес}^р = 2.09$  кН/м.

Таким образом, значения  $q_1$  будут равны

от постоянной нагрузки

нормативное значение  $q_1^н_{пост} = 4.5 \cdot 4.5 = 20.25$  кН/м,

расчетное значение  $q_1^р_{пост} = 5.268 \cdot 4.5 = 23.71$  кН/м,

от временной нагрузки

длительно действующей  $q_1^р_{длит} = 2.4 \cdot 4.5 = 10.8$  кН/м,

кратковременной  $q_1^р_{пост} = 4.8 \cdot 4.5 = 21.6$  кН/м



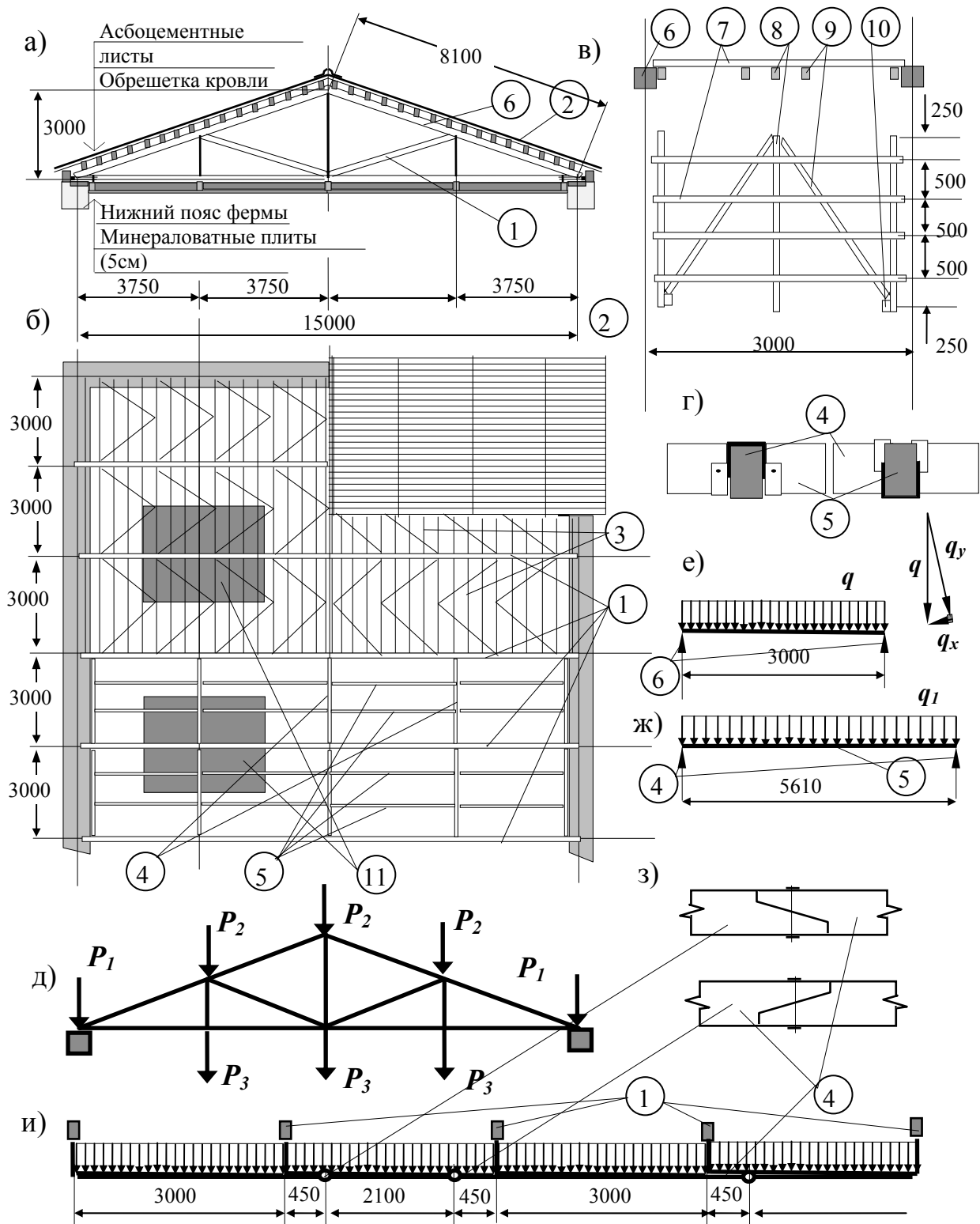


Рис. 2.34. Покрытие над актовым залом

а - разрез, б - план кровли, обрешетки под кровлю и прогонов подвесного потолка, в - щит обрешетки кровли, г - опирание второстепенных прогонов подвесного потолка на главные, д - нагрузка на ферму, е - нагрузка на прогон обрешетки кровли, ж - нагрузка на второстепенные прогоны подвесного потолка,

з - узлы соединения главных прогонов подвесного потолка, и - нагрузка на него.

1- ферма, 2 - кровельные листы, 3 - щит обрешетки, 4 - главные прогоны подвесного потолка, 5 - второстепенные прогоны, 6 - верхний пояс фермы, 7 - прогон обрешетки, 8 - стойка, 9 - раскосы щита, 10-опорная бабышка, 11 -грузовая площадь на узел фермы

от полной нагрузки

$$\begin{aligned} \text{нормативное значение} & \quad q_I^H = 10.5 \cdot 4.5 = 47.25 \text{ кН/м}, \\ \text{расчетное значение} & \quad q_I^P = 12.468 \cdot 4.5 = 56.11 \text{ кН/м}. \end{aligned}$$

Пример 2.28. Собрать нагрузку на несущие элементы покрытия по треугольным металлодеревянным брусчатым фермам с подвесным потолком над актовым залом административного здания пролетом  $L_{\text{фермы}} = 15$  м.

Районом строительства является Свердловская область. Нормативная снеговая нагрузка в этом районе  $s_0 = 1.0$  кН/м<sup>2</sup>. Кровля выполнена из волнистых асбоцементных листов обыкновенного профиля. Утеплитель подвесного перекрытия - из двух слоев минераловатных плит толщиной 5 см ( $\gamma = 1.5$  кН/м<sup>3</sup>). Материал конструкции - сосновые брусья 2-го сорта, влажностью до 20%. Высота фермы в коньке 3 м. Угол наклона верхнего пояса  $\alpha = 21.8^\circ$  ( $\cos \alpha = 0.927$ ,  $\sin \alpha = 0.37$ ). Шаг ферм 3 м. Пространственная жесткость покрытия обеспечивается жесткими кровельными щитами и вертикальными связями, которые скрепляют фермы попарно (рис.2.34). Щит состоит из четырех прогонов сечением 5×10 см, соединяющихся гвоздями с элементами решетки (стойками и раскосами). Длина щита определяется шагом несущих конструкций  $L_{\text{прогона}} = 3$  м. Расстояние между прогонами 50 см.

Решение. Подсчет нагрузки на один квадратный метр горизонтальной проекции покрытия сведен в таблицу 2.19. Подвесной потолок состоит (рис. 2.34) из главных прогонов пролетом 3 м, подвешенных к узлам нижнего пояса фермы на расстоянии 3.75 м друг от друга, и вспомогательных прогонов, пролетом 3.75 м, расположенных через 1 м и щитов, опирающихся на черепные брусочки, прибитые к вспомогательным прогонам.

Подсчет нагрузки на квадратный метр подвесного потолка сведен в таблицу 2.20.

Нормативная и расчетная нагрузки, приходящиеся на один метр прогона обрешетки, соответственно равна (кН/м)

$$\begin{aligned} q_{\text{прогона}}^H &= q_{\text{покрытия}}^H \cdot 0.5 = 1.235 \cdot 0.5 = 0.62, \\ q_{\text{прогона}}^P &= q_{\text{покрытия}}^P \cdot 0.5 = 1.875 \cdot 0.5 = 0.94. \end{aligned}$$

Составляющие нагрузки (проекции вертикальной нагрузки на оси перпендикулярную и параллельную плоскости ската) равны (кН/м):

$$\begin{aligned} q_{\text{прогона}, y}^H &= q_{\text{прогона}}^H \cdot \cos \alpha = 0.62 \cdot 0.927 = 0.57, \\ q_{\text{прогона}, y}^P &= q_{\text{прогона}}^P \cdot \cos \alpha = 0.94 \cdot 0.927 = 0.87, \\ q_{\text{прогона}, x}^H &= q_{\text{прогона}}^H \cdot \sin \alpha = 0.62 \cdot 0.37 = 0.23, \\ q_{\text{прогона}, x}^P &= q_{\text{прогона}}^P \cdot \sin \alpha = 0.94 \cdot 0.37 = 0.35. \end{aligned}$$

Таблица 2.19.

### Сбор нагрузок на покрытие

Нагрузка	Нормативная, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Расчетная, кН/м <sup>2</sup>
<i>А. Постоянная</i>			
Волнистые асбоцементные листы ( $q^H / \cos \alpha = 0.15 / 0.927$ )	0.16	1.2	0.192
Прогоны (обрешетины) сечением 10x10 см ( $\gamma = 5$ кН/м <sup>3</sup> )	0.05	1.1	0.055
Решетка щита (50% от веса прогонов)	0.025	1.1	0.028
<b>Итого</b>	0.235		0.275
<i>В. Временная</i>			
Снеговая	1.0	1.6	1.6
<b>Всего</b>	1.235		1.875
П р и м е ч а н и е . Коэффициент надежности по нагрузке для снега принят равным <b>1.6</b> , поскольку $q_{пост} / q_{врем} < 0.4$ .			

Таблица 2.20.

### Сбор нагрузки на подвесной потолок

Нагрузка	Нормативная кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Расчетная кН/м <sup>2</sup>
Известково-песчаная стяжка ( $\delta = 0.01$ м, $\gamma = 16$ кН/м <sup>3</sup> )	0.16	1.3	0.21
Минераловатные полужесткие плиты ( $\delta = 0.1$ м, $\gamma = 1.5$ кН/м <sup>3</sup> )	0.15	1.2	0.18
Пароизоляция (толь)	0.02	1.3	0.03
Щиты наката ( $\delta = 0.05$ м, $\gamma = 5$ кН/м <sup>3</sup> )	0.25	1.1	0.28
Штукатурка ( $\delta = 0.02$ м, $\gamma = 16$ кН/м <sup>3</sup> )	0.32	1.1	0.28
Прогоны: второстепенные ( $\gamma = 5$ кН/м <sup>3</sup> )	0.06	1.1	0.07
главные ( $\gamma = 5$ кН/м <sup>3</sup> )	0.04	1.1	0.04
<b>Итого</b>	1.00		1.23
Нагрузка полезная	0.75	1.4	1.05
<b>Всего</b>	1.75		2.28

Обрешетка образует в плоскости ската ферму, которая передает на основную несущую конструкцию скатную составляющую нагрузки. Скатные составляющие возникает от собственного веса и от снеговой нагрузки, действующих на щит. Щит имеет четыре прогона ( $n = 4$ ).

Поэтому скатные составляющие нормативной и расчетной нагрузок соответственно равны (кН)

$$Q_x^H = q_x^H \cdot n \cdot l = 0.23 \cdot 4 \cdot 2.9 = 2.67,$$

$$Q_x^P = q_x^P \cdot n \cdot l = 0.35 \cdot 4 \cdot 2.9 = 4.06.$$

Часть этой нагрузки, собранная с четверти щита (рис.2.34), передается непосредственно от прогонов на крайние стойки и далее на верхний пояс фермы. Остальная часть скатной составляющей передается через раскосы на упорные бобышки. Усилие, воспринимаемое одной бобышкой, равно (кН)

$$Q^H = Q_x^H \cdot 0.75/2 = 2.67 \cdot 0.75/2 = 1.0,$$

$$Q^P = Q_x^P \cdot 0.75/2 = 4.06 \cdot 0.75/2 = 1.52.$$

Расчетный пролет вспомогательного прогона  $l = 3.75 - (0.10 + 0.04) = 3.61$  м, где **0.1** - ширина главного прогона; **0.04** - ширина опорной площадки, равная ширине хомута (рис.2.34). Нагрузка, приходящаяся на один погонный метр второстепенного прогона, (см. рис. 2.34) будет равна

$$q_I = (2.28 - 0.04) \cdot 1 = 2.24 \text{ кН/м.}$$

Пролет главных прогонов **3** м: расстояние между прогонами **3.75** м (грузовую площадь для главного прогона определим по рис. 2.34).

Нагрузка на один погонный метр прогона составит (кН/м)

нормативная  $q^{H1} = 1.74 \cdot 3.75 = 6.53,$

расчетная  $q^{P1} = 2.28 \cdot 3.75 = 8.55.$

Ввиду того, что нагрузка на один погонный метр прогона значительная, для уменьшения величины пролетных моментов принята шарнирно-консольная схема опирания главных прогонов. Длина консоли  $a = 0.45$  м, а длина пролетной балки  $l = 2.1$  м. Соединения располагаются попарно через пролет и выполняются в виде косога прируба.

Собственный вес фермы **8.1** кН. Поэтому нагрузка, приходящаяся на один квадратный метр горизонтальной проекции покрытия,

$$q_{\text{фермы}}^H = 8.1 / (3 \cdot 15) = 0.18 \text{ кН/м}^2.$$

Тогда расчетная нагрузка от фермы

$$q_{\text{фермы}}^P = 0.18 \cdot 1.1 = 0.20 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная постоянная нагрузка от кровли  $q_{\text{кровли}}^P = 0.29 \text{ кН/м}^2$ , от собственного веса фермы  $q_{\text{фермы}}^P = 0.20 \text{ кН/м}^2$ , от подвешенного потолка (табл.2.20)

$$q_{\text{подвешенной потолок}}^H = 1.23 \text{ кН/м}^2,$$

суммарная  $q_{\text{покрытия}}^P = 0.29 + 0.20 + 1.23 = 1.72 \text{ кН/м}^2.$

Расчетная временная и полезная нагрузка; снеговая - **1.6** кН/м<sup>2</sup>; полезная на подвешенной потолок -**1.05** кН/м<sup>2</sup>; суммарная - **2.65** кН/м<sup>2</sup>.

Расчетная нагрузка на один погонный метр фермы

постоянная	$q = 1.72 \cdot 3 = 5.16$ кН/м,
временная и полезная	$q = 2.65 \cdot 3 = 7.95$ кН/м.
Расчетная нагрузка на узлы фермы (кН)	
постоянная	$P_1 = 5.13 \cdot 3.75 / 2 = 9.62,$
	$P_2 = 0.48 \cdot 3.75 \cdot 3 = 5.4,$
	$P_3 = 1.23 \cdot 3.75 \cdot 3 = 13.84;$
временная и полезная	$P_1 = 7.95 \cdot 3.75 / 2 = 14.91,$
	$P_2 = 1.6 \cdot 3.75 \cdot 3 = 18.0,$
	$P_3 = 1.05 \cdot 3.75 \cdot 3 = 11.81;$
суммарная	$P_1 = 9.62 + 14.91 = 24.53,$
	$P_2 = 5.4 + 18.0 = 23.4,$
	$P_3 = 13.84 + 11.81 = 25.65.$

**Пример 2.29.** Определить нагрузки, действующие на покрытие неотапливаемого склада пролетом **18** м. Разрез склада представлен на рисунке 2.35. Несущие конструкции покрытия - деревянные гнуто-клееные арки кругового очертания сечением **47х9** см с шагом **4.5** м вдоль продольной оси сооружения, по которым укладываются деревянные прогоны сечением **15х8** см с шагом **1.65** м и асбестоцементные листы усиленного профиля. Район строительства - город Спасск - Дальний, нормативная нагрузка от веса снегового покрова  $s_0 = 0.7$  кПа, нормативная ветровая нагрузка  $w_0 = 0.38$  кПа.

**Решение.** Подсчет нагрузки на квадратный метр площади покрытия от собственного веса сведем в таблицу 2.21.

Таблица 2.21.

Сбор нагрузок от покрытия

Нагрузка	Нормативная, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Расчетная, кН/м <sup>2</sup>
Волнистые асбестоцементные листы усиленного профиля ( $l = 1.75$ м, $b = 1$ м, $\delta = 0.008$ м)	0.4	1.2	0.48
Прогоны из дерева (сечение <b>15х8</b> см, $l = 4.5$ м, шаг - <b>1.65</b> м, $\gamma = 5$ кН/м)	0.04	1.1	0.044
Клееная арка (сечением <b>47х9</b> см, $l = 18$ м, шаг - <b>4.5</b> м, $\gamma = 5$ кН/м)	0.05	1.1	0.055
<b>Итого</b>	0.49		0.58

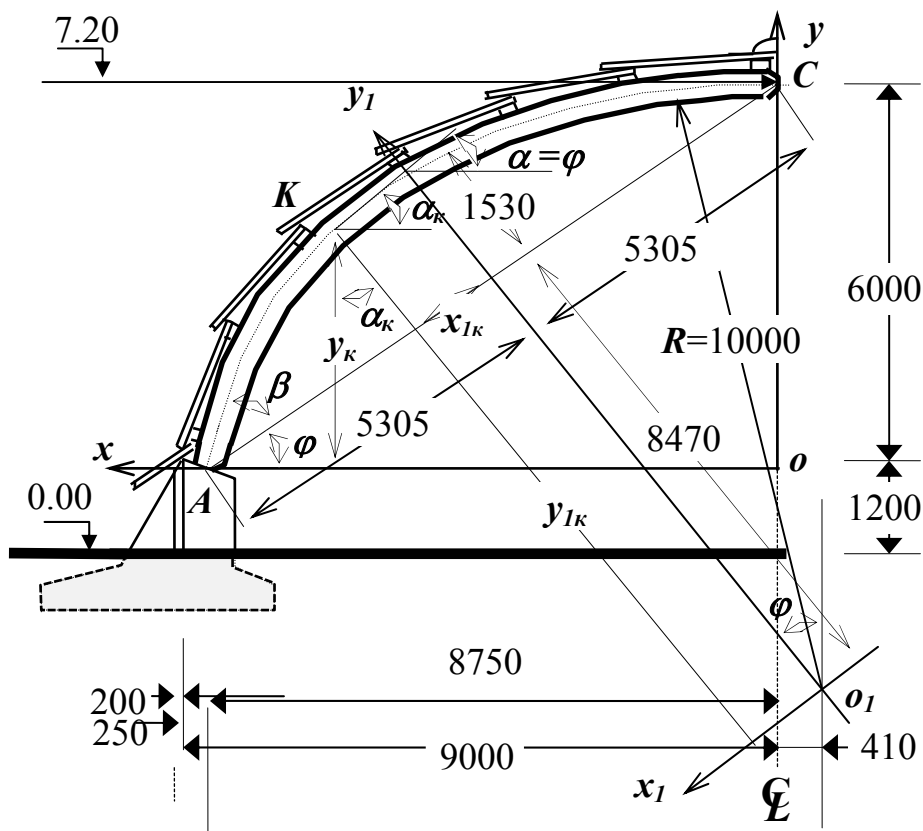


Рис. 2.35. Поперечный разрез покрытия неотапливаемого склада в городе Спасске – Дальнем

Покрытие представляет собой цилиндрическую поверхность, нагрузка от собственного веса покрытия распределяется по этой поверхности равномерно. Для определения нагрузки от собственного веса, приходящейся квадратный метр горизонтальной проекции покрытия, необходимо величину нагрузки, вычисленной в таблице 2.21, разделить на  $\cos \alpha$ , где  $\alpha$  - угол наклона оси арки к горизонту. Интенсивность нагрузки изменяется по кривой (вследствие нелинейности  $\cos \alpha$ ). Однако без особой погрешности эту кривую можно заменить на прямую, соединив значения нагрузки для опорного и ключевого сечений.

Несущая арка состоит из двух полуарок кругового очертания, наклоненных к горизонту на угол  $\varphi$  (рис 2.35). Для определения угла  $\alpha$  вначале необходимо найти углы  $\beta$  между касательной к оси арки и осью  $ox$  (см. рис.2.35), а затем к величине этих углов прибавить значение угла  $\varphi$ . В результате этих операций получим угол между касательной к оси арки и горизонтальной осью  $ox$ .

Уравнение оси арки в системе координат  $x_1oy_1$  имеет вид

$$x_1^2 + y_1^2 = R,$$

где  $R = 10$  м.

Угол  $\beta$  можно определить через  $\cos \beta = y_1 / R$  или  $\sin \beta = x_1 / R$

Для опорного сечения  $A$

$$\cos \varphi = \frac{l}{2\sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + H^2}} = \frac{8.75}{\sqrt{8.75^2 + 6^2}} = 0.825,$$

$$\cos \beta = (R - f) / R = (10 - 1.53) / 10 = 0.847,$$

откуда  $\varphi = 34^\circ 34'$ ,  $\beta = 32^\circ 10'$ ,

$$\alpha = \varphi + \beta = 34^\circ 57' + 32^\circ 11' = 66^\circ 44',$$

$$\cos \alpha = 0.394.$$

Интенсивность нагрузки

$$\text{в точке } A \quad q_{\text{собст. вес}} = q^p_{\text{собст. вес}} / \cos \alpha = 0.58 / 0.394 = 1.47 \text{ кПа},$$

$$\text{в точке } C \quad q_{\text{собст. вес}} = q^p_{\text{собст. вес}} / \cos 90^\circ = 0.58 \text{ кПа}.$$

Снеговую нагрузку для рассматриваемого профиля покрытия следует принимать СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" (по схеме 2 вариант 2 прил. 3, рис.2.36). При этом  $\mu = 2.2$ , так как  $f/l > 1/5$ . Определим расстояние  $l_1$  между сечениями  $k$  арки, в которых угол наклона касательной к оси арки равен  $50^\circ$ ,

$$\beta_k = 50^\circ - 34^\circ 34' = 15^\circ 26',$$

$$\sin \beta_k = 0.266, \quad \cos \beta_k = 0.964.$$

Связь между координатами точки  $k$  оси арки в системе  $xoy$  и  $x_1oy_1$  выразится уравнением

$$x_k = l/4 + x_{1k} \cos b + (y_{1k} - 8.47) \sin \beta_k = \\ = 18/4 + 2.66 \cdot 0.825 + (9.64 - 8.47) \cdot 0.566 = 7.73 \text{ м},$$

$$\text{где } x_{1k} = R \cdot \sin \beta_k = 10 \cdot 0.266 = 2.66 \text{ м},$$

$$y_{1k} = R \cdot \cos \beta_k = 10 \cdot 0.9639 = 9.64 \text{ м}.$$

Следовательно,  $l_1 = 2 \cdot x_k = 2 \cdot 7.73 = 15.46$  м.

Нагрузка от снега в точках  $k$  и  $k'$  будет равна

$$q^k_{\text{снег}} = \mu_2 \cdot s_0 \cdot \gamma_f = 2 \cdot 0.7 \cdot 1.4 = 1.96 \text{ кПа},$$

$$q^{k'}_{\text{снег}} = 0.5 \cdot \mu_2 \cdot s_0 \cdot \gamma_f = 0.5 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot 1.4 = 0.98 \text{ кПа}.$$

Ветровая нагрузка принимается по схеме 3 приложения 4 СНиП 2.01.07-85 (рис.2.36). Так как  $h_1/l = 0.07$  и  $f/l = 0.33$ , то  $c_{e1} = 0.43$ ,  $c_{e2} = -1.03$ .

Расчетные значения ветровой нагрузки в характерных точках составляют (кПа):

$$w^1_p = w_0 \cdot c_{e1} \cdot \gamma_f = 0.38 \cdot 0.43 \cdot 1.4 = 0.23,$$

$$w^2_p = w_0 \cdot c_{e2} \cdot \gamma_f = -0.38 \cdot 1.03 \cdot 1.4 = -0.55,$$

$$w^2 = w_0 \cdot c \cdot \gamma_f = -0.38 \cdot 0.4 \cdot 1.4 = -0.21.$$

Эта нагрузка направлена по нормали к поверхности, и ее можно разложить на две составляющие; вертикальную, приведенную к единице площади горизонтальной проекции покрытия, и горизонтальную,

приведенную к единице площади вертикальной проекции покрытия. Значения нагрузок в характерных сечениях с учетом углов наклона касательной к оси арки будут следующими (кПа)

вертикальные составляющие

$$w_1 = w_p^1 / 0.394 = 0.23 / 0.394 = 0.58,$$

$$w_1' = w_p^1 / 0.616 = 0.23 / 0.616 = 0.37,$$

$$w_2 = w_p^2 / 0.616 = -0.55 / 0.616 = -0.89,$$

$$w_c = w_p^2 = -0.55 \text{ кПа},$$

$$w_3' = w_p^3 / 0.616 = -0.21 / 0.616 = -0.34,$$

$$w_3 = w_p^3 / 0.3943 = -0.21 / 0.394 = -0.53;$$

горизонтальные составляющие

$$\underline{w}_1 = w_p^1 / 0.919 = 0.23 / 0.919 = 0.25,$$

$$\underline{w}_1' = w_p^1 / 0.788 = 0.23 / 0.788 = 0.29,$$

$$\underline{w}_2 = w_p^2 / 0.788 = -0.55 / 0.788 = -0.70,$$

$$\underline{w}_c = 0,$$

$$\underline{w}_3' = w_p^3 / 0.788 = -0.21 / 0.788 = -0.27,$$

$$\underline{w}_3 = w_p^3 / 0.919 = -0.21 / 0.919 = -0.23.$$

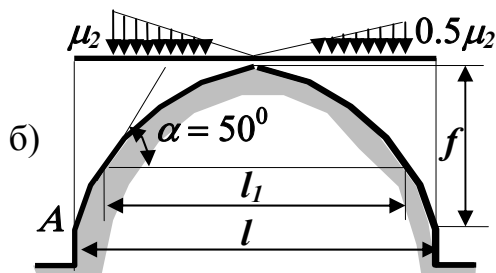
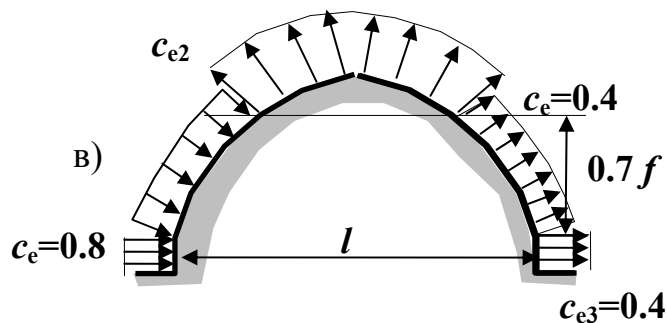
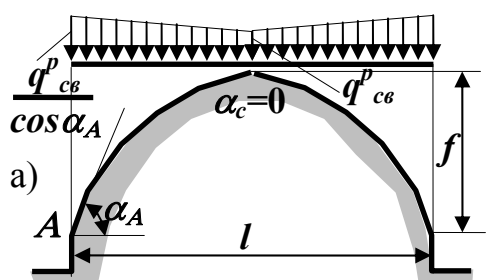


Рис.2.36. Распределение нагрузки на покрытие склада в г. Спасске - Дальнем от собственного веса покрытия (а), от веса снегового покрова (б), от ветровой нагрузки (в)

Все нагрузки, действующие на покрытие склада, приведенные к единице горизонтальной и вертикальной проекции, изображены на рисунке 2.36 и 2.37.



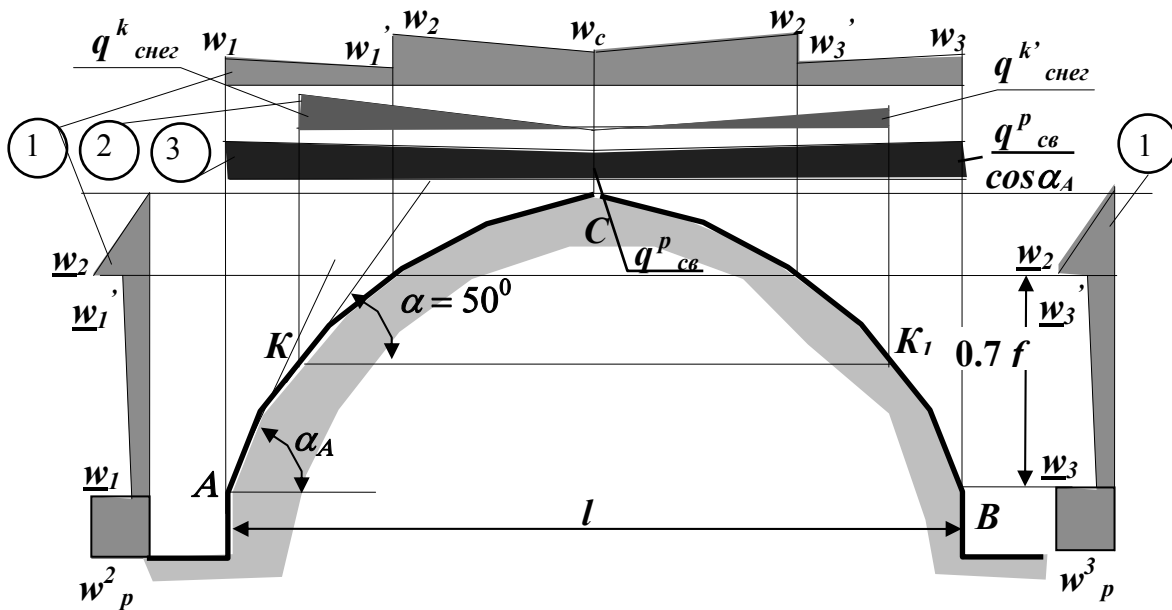


Рис. 2.37. Нагрузки на покрытие склада в г. Спасске - Дальнем, приведенные к вертикальным и горизонтальным составляющим  
1- ветровая, 2 - снеговая, 3 - от собственного веса

### 2.6.2. Примеры оценки прочности по нагрузке

Из вышесказанного следует, что для оценки прочности по нагрузке должен быть задан элемент сооружения и известна для него (найдена по банку данных) предельная нагрузка ( $q_{np}$ ). Необходимо знать также условия эксплуатации элемента, его расположение в сооружении. Условия эксплуатации дают возможность найти нагрузку на поверхностные элементы и с помощью процедуры сбора нагрузок определить нагрузку рабочего состояния ( $q_{раб}$ ). Сравнение их по критерию (1.1) отвечает на вопрос о прочности элемента. Если нагрузка рабочего состояния не превышает предельную, то элемент прочен. В противном случае его эксплуатация приведет к непредвиденным последствиям. Ниже мы разберем примеры оценки прочности конструкций при заданной поверхностной нагрузке, определение которой подробно рассмотрено выше.

**Пример 2.30.** Оценить прочность стропильной фермы одноэтажного трехпролетного промышленного здания (рис.2.38). Нагрузка определена по заданным условиям эксплуатации: собственный вес покрытия  $q_{собств. вес} = 4.2$  кН/м<sup>2</sup>, снеговая нагрузка  $s = 1.1$  кН/м<sup>2</sup>. Ферма типовая ФБМ 24 11-3AV.

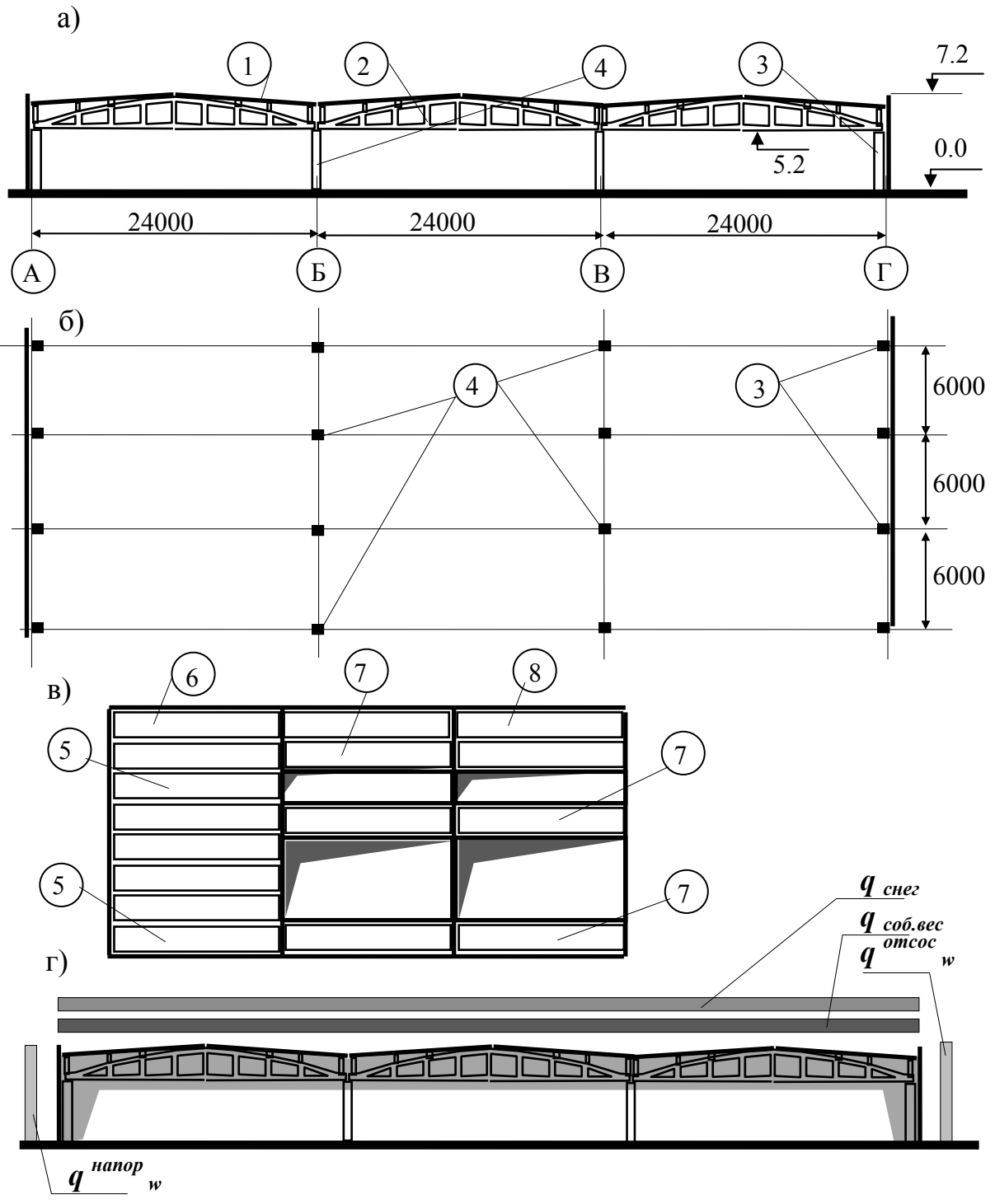


Рис.2.38.Производственное здание без фонарей и кранов  
 а - поперечный разрез здания, б - план его, в - фрагмент фахверка,  
 г - схема нагрузки на поперечник  
 (марки элементов соответствующие их номерам помещены в табл. 2.23)

Таблица 2.23.  
 Нагрузка и конструктивные элементы производственного здания

(номера элементов см. рис. 2.38)

Нагрузка, кПа			Конструктивные элементы			
	Вариант 1	Вариант 2	Номер	Марка	Номер	Марка
$q_{\text{снег}}$	0.98	1.51	1	ПГ - 3.ВІІ.Т	5	ПС 600.12.25-Я-11
$q_{\text{соб.вес}}$	4.15	5.45	2	ФБМ 24.ІІ - 2 АІV	6	ПС 600.12.25-Я-41
$q_{\text{отсос}}^w$	0.60	0.75	3	К 52 - 14	7	ПС 600.12.25-Я-21
$q_{\text{напор}}^w$	0.80	1.00	4	К 52 - 24	8	ПС 600.12.25-Я-51

**Р е ш е н и е.** Сбор нагрузки.

В банке предельных характеристик нагрузка от покрытия на ферму линейная (измеряется в кН/м), поэтому нагрузку рабочего состояния соберем с плит, которые на нее опираются. При шаге ферм **6 м** на нее будет собираться нагрузка с двух половин, прилегающих к ней плит, то есть ширина площади загружения равна также  **$a = 6 \text{ м} (3 + 3)$** .

Поверхностная нагрузка на покрытие равна сумме снеговой нагрузки и собственного веса покрытия

$$q_{\text{покрытия}} = 4.2 + 1.1 = 5.3 \text{ кН/м.}$$

Следовательно, нагрузка рабочего состояния на ферму

$$q_{\text{раб}} = q_{\text{покрытия}} \cdot a = 5.3 \cdot 6 = 31.8 \text{ кН/м.}$$

Нагрузку предельного состояния найдем по банку предельных нагрузок (табл. 2.14). Она для фермы ФБМ 24 11-3AV без фонарей и кранов равна третьей несущей способности  $q_{\text{пред}} = 27 \text{ кН/м}^2$ .

*Оценка прочности.*

Ввиду того что

$$q_{\text{раб}} = 31.8 \text{ кН/м} > q_{\text{пред}} = 27 \text{ кН/м},$$

условие прочности не выполняется, ферма для заданных условий эксплуатации не пригодна.

**П р и м е р 2.31.** Оценить прочность средней колонны для тех же условий эксплуатации, что и в примере 2.30. Марка колонны К52-22. Интенсивность ветровой нагрузки: напор  $q_w^H = 5.6 \text{ кН/м}^2$ , отсос  $q_w^O = 4.2 \text{ кН/м}^2$ . Масса стропильной фермы **11 тонн**.

**Р е ш е н и е.** Сбор нагрузки.

На колонну передается вертикальная нагрузка от покрытия и фермы и горизонтальная от давления ветра.

Горизонтальная нагрузка (напор -  $q_w^H$  и отсос  $q_w^O$ ) через фермы передается от панелей стен на все колонны поперечника (при количестве пролетов  $n = 3$  количество колонн равно  $n + 1 = 4$ ) и собирается с площади равной половине высоты от низа несущих конструкций, опирающихся на колонны, до пола ( $h$ ) в сумме с высотой парапета ( $h_{\text{парапета}}$ ), умноженной

на шаг колонн  $a$  по длине здания. Таким образом, горизонтальная сосредоточенная нагрузка вычисляется по формуле

$$W = q (h/2 + h_{\text{парапета}}) a / (n + 1),$$

где  $q$  - расчетная горизонтальная нагрузка на наветренную и подветренную стороны здания (в нашем случае  $q = q''_w + q^o_w = 5.6 + 4.2 = 9.8$  кН/м<sup>2</sup>),  $h$  - высота от низа подстропильной фермы до пола ( $h = 5.2$  м),  $h_{\text{парапета}}$  - высота парапета ( $h_{\text{парапета}} = 7.2 - 5.2 = 2$  м),  $a$  - шаг колонн по длине здания ( $a = 6$  м),  $n + 1$  - количество колонн в поперечнике ( $n = 3$  - количество пролетов).

С учетом данных настоящего примера

$$W_{\text{раб}} = 9.8 (5.2/2 + 2) 6 / (3 + 1) = 55.2 \text{ кН.}$$

Вертикальная нагрузка от покрытия и снега должна быть собрана с площади  $24 \cdot 6 = 144$  м<sup>2</sup>. Кроме того, на среднюю колонну опираются две фермы. Следовательно, половина веса каждой из них также вносит свой вклад в вертикальную нагрузку на колонну. Суммарная вертикальная нагрузка рабочего состояния

$$V_{\text{раб}} = 144 (4.2 + 1.1) + 110 = 873.2 \text{ кН.}$$

*Предельную нагрузку* выбираем из банка предельных нагрузок (табл. 2.13). Горизонтальная нагрузка предельного состояния выбирается ближайшая большая (т. е.  $W_{\text{пред}} = 75$  кН  $>$   $55.2$  кН), а предельная вертикальная нагрузка, соответствующая приведенной горизонтальной нагрузке, выбирается по номеру несущей способности ( $V_{\text{пред}} = 900$  кН).

Оценка прочности колонны проводится по двум нагрузкам: горизонтальной и вертикальной. В нашем случае

$W_{\text{раб}} = 55.2$  кН  $<$   $W_{\text{пред}} = 75$  кН и  $V_{\text{раб}} = 873.2$  кН  $<$   $V_{\text{пред}} = 900$  кН, условия прочности выполняются. Следовательно, **колонна для заданных условий эксплуатации пригодна.**

**Пример 2.32** (для самостоятельного решения). В таблице 2.23 приводятся три варианта загрузки и марки конструкций, примененных в промышленном здании. Для этих вариантов предлагается проверить пригодность конструктивных элементов, а также ответить на вопрос: "Работа каких конструктивных элементов улучшится, а каких ухудшится, если средние колонны поставить через **12** м, оперев на них подстропильные фермы ФП 12-3, а шаг стропильных ферм оставить тот же - **6** м?"

## 2.7. Проектировочный расчет по нагрузке

Мы привели здесь мизерную долю банка предельных нагрузок для очень узкого класса типовых конструкций. Но уже в предлагаемых

таблицах 2.11-2.17 видно, что одну и ту же нагрузку может выдержать не один конструктивный элемент, а многие. Учитывая, что выполнение условия (1.1) возможно для любых конструкций, предельная нагрузка которых выше нагрузок рабочего состояния, можно говорить, что проектировочный расчет не имеет единственного ответа. Поэтому при проектировании необходим еще целый ряд дополнительных условий (экономических, производственных, технологических и др.), выходящих за пределы теории сооружений. Единственное условие, которое вытекает из теории сооружений и экономических соображений, это то, что нагрузки рабочего и предельного состояний должны быть близки по величине. В приводимых ниже примерах мы ограничиваемся типовыми конструкциями, сведения о которых (банк данных) приведены в таблицах 2.11-2.17.

**Пример 2.33.** Определить номер несущей способности балки типа БДР пролетом **18 м** с подвесным двух опорным краном грузоподъемностью **32 кН** при шаге балок **6 м** и нагрузкой от покрытия и снега интенсивностью **8.2 кН/м<sup>2</sup>**.

**Решение.** Сбор нагрузки.

В банке предельных нагрузок на балку нагрузка задана линейная, поэтому приведем поверхностную нагрузку **8.2 кН/м<sup>2</sup>** к линейной при передаче нагрузки на балку от двух соседних пролетов плит (линия раздела грузовой площади лежит на середине шага балок с двух сторон от рассматриваемой). Нагрузка рабочего состояния

$$q_{\text{раб}} = 6 \cdot 8.2 = 49.2 \text{ кН/м.}$$

Предельная нагрузка должна быть близка к расчетной. В нашем случае (см. табл. 2.12)

$$q_{\text{пред}} = 51 \text{ кН/м}$$

соответствует (при подвесном кране грузоподъемностью **32 кН** и балке пролетом **18 м** без фонаря) шестому номеру несущей способности. Марка балки при этом будет иметь вид **2 БДР 18 - 6 А III**.

**Пример 2.34** (для самостоятельного решения). При решении примера 2.32 получают элементы перегруженные, (условие прочности не выполняется) или недогруженные (условие прочности выполняется, но оно далеко от равенства). В этих случаях мы предлагаем запроектировать несущие конструкции без изменения их типа.