

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ УССР**

**КИЕВСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ**

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ
МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО
РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ
С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ**

**Утверждено
на заседании кафедры
железобетонных
и каменных конструкций
Протокол № 29 от 28.03.88 г.**

Киев КИСИ 1989

Методические указания по расчету и конструированию монолитного железобетонного ребристого перекрытия с балочными плитами / Сост.: Е.Ф.Лысенко, А.Я.Шумейко. - К.: КИСИ, 1989. - 72 с.

В настоящих методических указаниях рассмотрены вопросы для практического решения проблемных задач во время самостоятельной работы студентов (СРС).

В процессе изучения курса "Железобетонные и каменные конструкции" студенты выполняют ряд проектно-графических работ. При этом могут возникнуть некоторые затруднения, связанные с компоновкой здания, выбором конструктивной схемы, расчетом и конструированием железобетонных элементов, которые во многом своеобразны и специфичны. Основными вопросами являются: увязка и выбор конструктивных и расчетных схем, назначение и унификация размеров пролетов и сечений элементов, сбор нагрузок на элементы перекрытия, их статический расчет, расчет и конструирование сечений железобетонных конструкций, а также оценка экономичности принятого конструктивного решения перекрытия. Такой комплекс задач для студентов является новым, поэтому данные методические указания направлены на более глубокое освоение студентами теоретического материала курса и привития им навыков проектирования железобетонных конструкций.

Другим не менее важным вопросом, вызывающим затруднения при проектировании студентами железобетонных конструкций, является введение с 1 января 1986 г. СНиП 2.03.01-84, требования которого не полностью освещены в учебной литературе. В связи с этим настоящие методические указания содержат общие положения, методологию и примеры расчета отдельных элементов монолитного железобетонного ребристого перекрытия с балочной плитой. Приводятся рекомендации по армированию отдельных перекрытий вязаными и сварными сетками и каркасами, а также содержится ряд справочных данных.

1. КОНСТРУКТИВНАЯ СХЕМА ЗДАНИЯ И КОМПОНОВКА ПЕРЕКРЫТИЙ

Монолитные железобетонные ребристые перекрытия с балочными плитами многоэтажных зданий применяются, как правило, при значительных нагрузках.

По конструктивной схеме здания могут быть с неполным каркасом, когда главные балки — ригеля перекрытия опираются на наружные несущие стены, а внутри здания — на железобетонные колонны, а также с полным каркасом, когда наружными опорами балок являются колонны каркаса.

Монолитное железобетонное перекрытие (рис. 1,а) образовано системой, состоящей из плиты, второстепенных и главных балок. Направление, пролеты и размеры поперечного сечения элементов перекрытия определяются технологическими, архитектурными, конструктивными и экономическими требованиями. Все элементы перекрытия монолитно взаимосвязаны. Независимо от конструктивной схемы здания средними опорами для плиты являются второстепенные балки, крайними при здании с неполным каркасом — несущие стены, а с полным — железобетонные обвязочные балки по периметру стен здания.

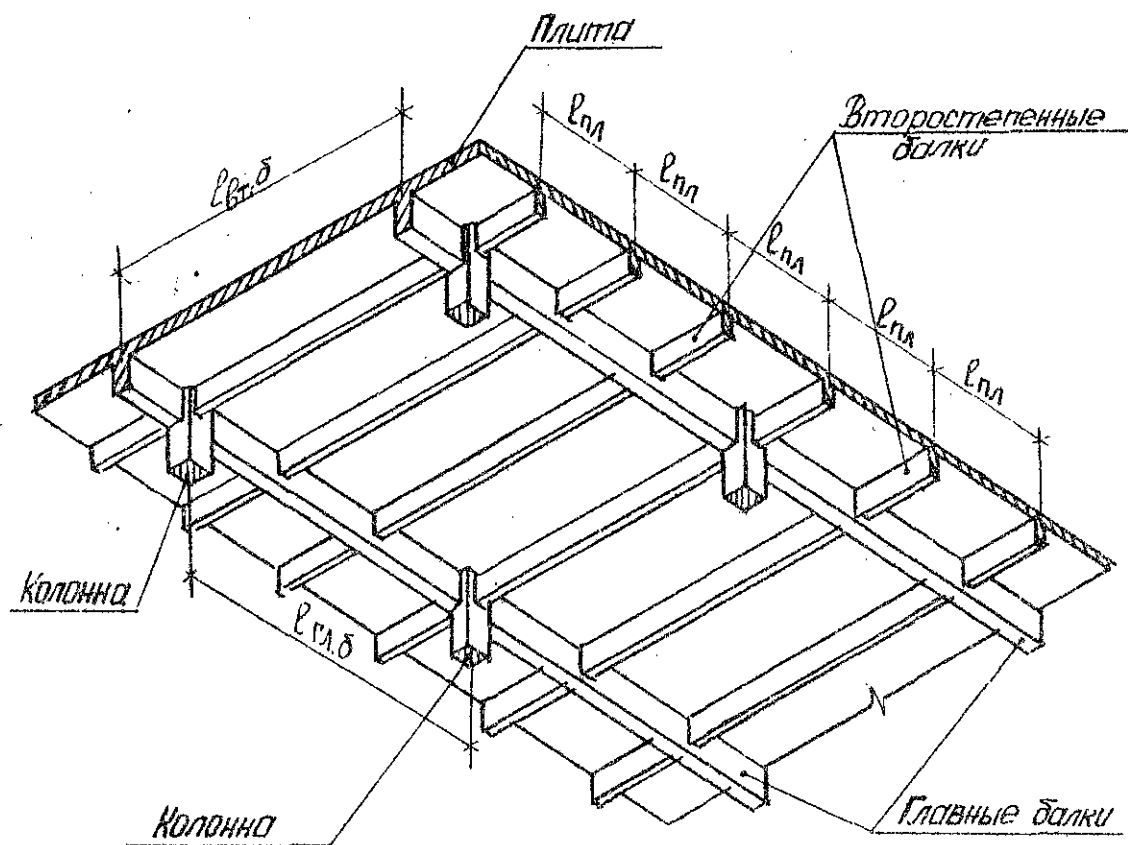
Для второстепенных балок средними опорами служат главные балки, крайними при здании с неполным каркасом — наружные несущие стены, а с полным — железобетонные обвязочные балки.

Опорами главных балок внутри здания являются железобетонные колонны, крайними при здании с неполным каркасом — несущие стены, а с полным — наружные колонны.

Расположение второстепенных и главных балок определяется назначением здания, технологическим процессом, требованиями обеспечения пространственной жесткости и устойчивости конструкций, необходимостью освещенности, аэрации и вентиляции помещения.

При расположении главных балок поперек здания (рис. 1,б) его жесткость повышается, улучшается освещенность за счет устройства больших оконных проемов. В этом случае перемычки над окнами воспринимают нагрузку только от стен.

При расположении главных балок вдоль здания (рис. 1,в) его жесткость снижается. Частое расположение второстепенных балок обуславливает устройство малых оконных проемов, а при увеличении их размеров необходимость проектирования несущих перемычек. Пролеты плиты назначаются в зависимости от ее толщины и полезной нагрузки на перекрытии (табл. I), толщина плиты принимается равной $(1/25 \dots 1/40) l_1$, где l_1 — ее пролет. При полезной нагрузке $V_n = 10 \dots 20 \text{ кН/м}^2$ и пролетах 2,2...2,7 м толщину плиты обычно увеличивают до 90...100 мм.



а

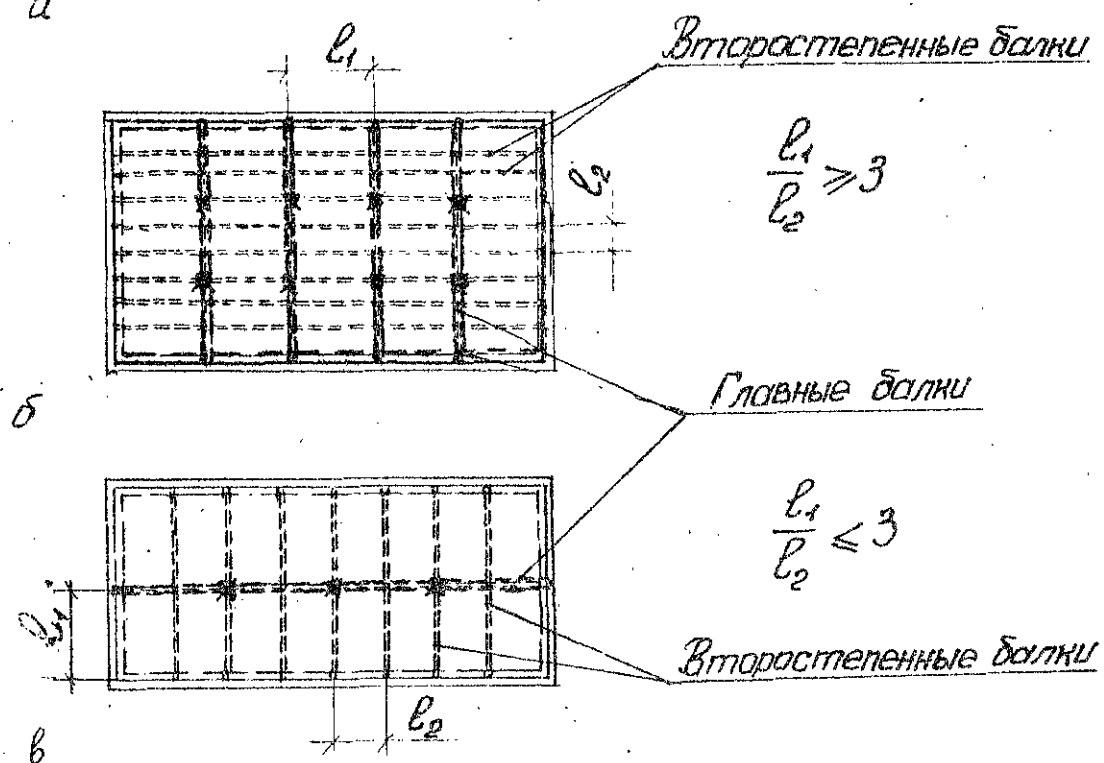


Рис. I. Монолитные ребристые перекрытия: а - фрагмент перекрытия; б - расположение главных балок поперек здания; в - то же вдоль здания

Таблица I

Рекомендуемые пролеты монолитных плит в зависимости от нагрузки на перекрытие

Толщина на плиты, мм	Пролет плиты, м, при полезной нагрузке ψ_n , кН/м ²										
	1,7	2,4	3,6	4,5	5,0	6,7	8,5	10,3	13,5	17,5	22,5 : 25,0
50	2,0..2,5 2,0..2,5	2,0..2,5 2,0..2,5	2,0..2,5 2,0..2,5	1,9..2,5 1,9..2,5	1,8..2,3 1,8..2,3	1,7..2,2 1,7..2,2	1,6..2,0 1,6..2,0	1,5..1,7 1,5..1,7			
60	2,5..3,0 2,5..3,0	2,5..3,0 2,5..3,0	2,5..3,0 2,5..3,0	2,0..2,6 2,0..2,6	1,9..2,4 1,9..2,4	1,8..2,3 1,8..2,3	1,7..2,1 1,7..2,1	1,6..2,0 1,6..2,0	1,5..1,7 1,5..1,7		
70	3,0..3,5 3,0..3,5	3,0..3,5 3,0..3,5	3,0..3,5 3,0..3,5	2,1..2,7 2,1..2,7	2,2..2,5 2,2..2,5	2,0..2,4 2,0..2,4	1,8..2,2 1,8..2,2	1,7..2,1 1,7..2,1	1,5..2,0 1,5..2,0	1,4..1,8 1,4..1,8	
80	3,5..4,0 3,5..4,0	3,5..4,0 3,5..4,0	3,5..4,0 3,5..4,0	2,3..3,0 2,3..3,0	2,2..2,8 2,2..2,8	2,1..2,7 2,1..2,7	1,9..2,5 1,9..2,5	1,8..2,3 1,8..2,3	1,7..2,2 1,7..2,2	1,5..1,8 1,5..1,8	1,4..1,7 1,4..1,7
100	4,5..5,0 4,5..5,0	4,5..5,0 4,5..5,0	4,5..5,0 4,5..5,0								
120	5,0..6,0 5,0..6,0	5,0..6,0 5,0..6,0	5,0..6,0 5,0..6,0								

Примечание. Толщина монолитных плит назначается, мм, не менее: для покрытий - 40, для междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий - 50, для междуэтажных перекрытий производственных зданий - 60, для плит из легкого бетона класса В7,5 и ниже во всех случаях - 70.

Второстепенные балки в плане ориентируются перпендикулярно к главным балкам с шагом $\ell/2$, $\ell/3$ и $\ell/4$, где ℓ — пролет главной балки.

В производственных зданиях и при значительных нагрузках $v_n > 5 \text{ кН/м}^2$ пролеты главных балок принимаются 5...7 м, а второстепенные балки располагаются в третях их пролетов. При нагрузке $v_n < 3 \text{ кН/м}^2$ пролеты главных балок можно увеличить до 8 м и в каждом из них расположить по три второстепенные балки (табл. 2).

Таблица 2

Рекомендуемые пролеты и пределы параметров высоты h , ширины b второстепенных и главных балок

Балка	Пролет, м	Размеры поперечного сечения элементов	
		высота h	ширина b
Второстепенная	5...7,5	$(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20}) \ell$	$(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3}) h$
Главная	5...8	$(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12}) \ell$	$(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3}) h$

Для равномерного армирования всех пролетов плиты и второстепенных балок размеры их крайних пролетов рекомендуется уменьшать до 10%. Это способствует уравниванию изгибающих моментов в средних и крайних пролетах. Размеры всех средних пролетов плиты и второстепенных балок принимаются, как правило, одинаковыми.

Толщина плиты принимается кратной 10 мм. Рекомендуемые размеры поперечного сечения балок приведены в табл. 3.

Таблица 3

Рекомендуемые размеры поперечного сечения балок

Ширина сечения балки, мм	Высота сечения балки, мм											
	300	350	400	450	500	600	700	800	1000	1200	Далее кратно 300	
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
150, 180	+	+	+									
200, 220, 250			+	+	+	+						
300, 350						+	+	+				
400								+	+	+		

I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
500									+	+	
Далее крат- но 100										+	+

Примечание. Знаком "+" обозначены рекомендуемые сечения балок.

Расстояния между осями колонн зависят от пролетов второстепенных и главных балок. Колонны размещаются на пересечении разбивочных осей. По высоте здания колонны могут быть постоянного или переменного сечения. В трехэтажном здании (без подвала) при полезной нагрузке до 6 кН/м^2 , высоте этажа до 3,6 м размеры сечения колонн рекомендуется принимать 300х300 мм, при большей нагрузке и любой высоте этажа — 350х350, 400х400, 450х450 и 500х500 мм, т.е. кратными 50 мм.

Опираие элементов перекрытия на стены должно быть не менее, мм: для плит — 120, для второстепенных балок — 250, для главных — 380 (кратно размеру половины кирпича).

Размеры высоты этажа многоэтажных зданий принимаются кратными модулю (600 мм) и рекомендуются 3,6; 4,2; 4,8; 5,4 и 6 м. Привязка внутренней грани наружных стен к разбивочным осям зданий с неполным каркасом может быть 200 или 250 мм, с полным — по внутренней грани стены.

Толщина стен принимается соответственно району строительства, виду камней и кладки, согласно назначению стен, а также теплотехническим расчетам.

2. МАТЕРИАЛЫ И КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПЕРЕКРЫТИЙ

Монолитные железобетонные перекрытия рекомендуется проектировать из тяжелого бетона класса В12,5-В30; при значительной полезной нагрузке ($\nu_n = 15...20 \text{ кН/м}^2$) целесообразно применять бетон класса В30.

Плиты армируют сварными или вязаными сетками. Сварные сетки изготавливают по ГОСТ 8478-81 [14]. Они могут быть рулонные с продольной рабочей арматурой класса Вр-I (рис. 2,а) или с поперечной рабочей арматурой класса А-III (рис. 2,б). Плиты шириной до 3 м и длиной до 6 м рекомендуется армировать плоскими сварными сетками с поперечной рабочей арматурой класса А-III.

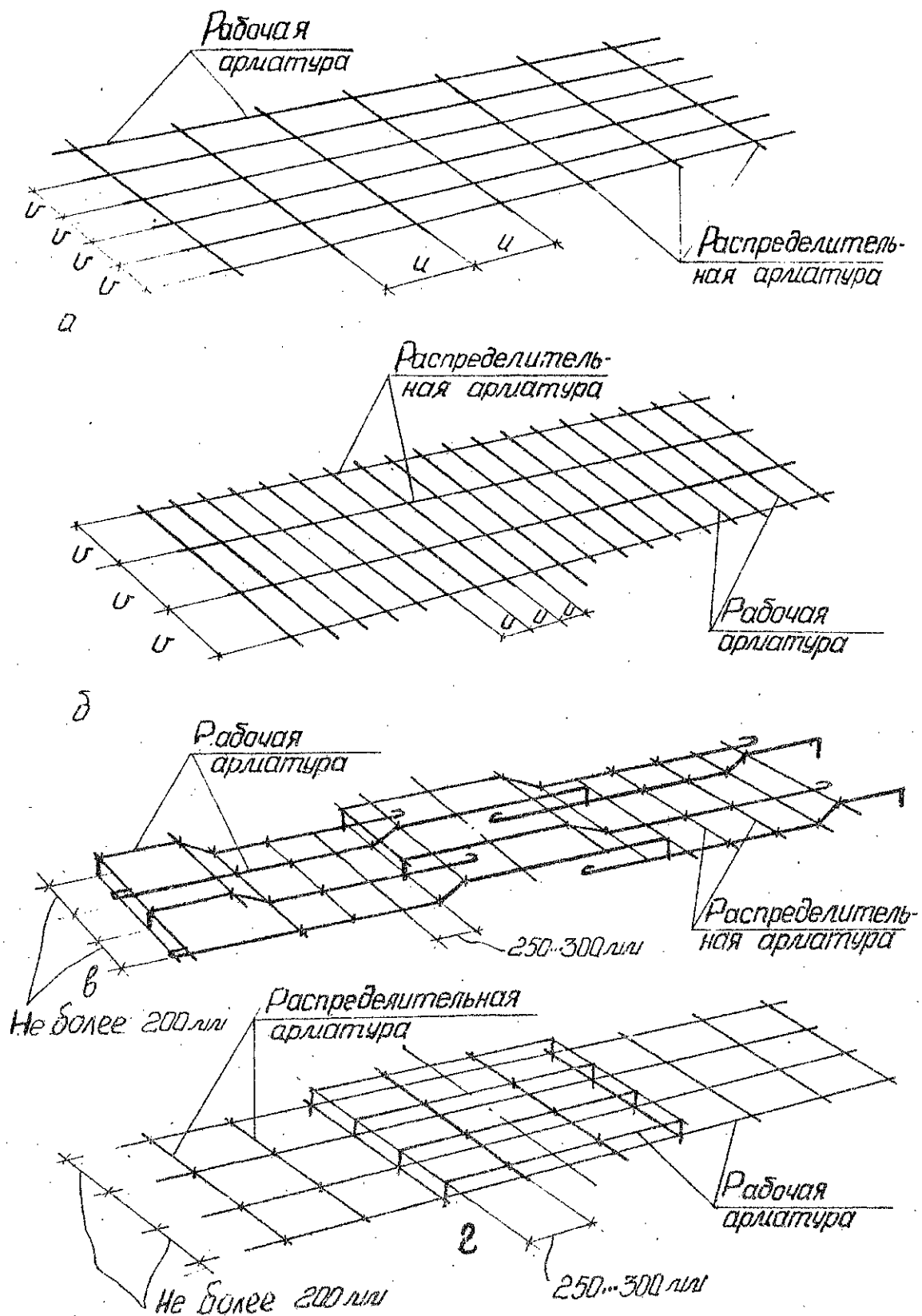


Рис. 2. Сварные рулонные и вязаные сетки: а - сварные с продольной рабочей арматурой; б - сварные с поперечной рабочей арматурой; в - вязаные с отогнутыми стержнями; г - вязаные с прямыми стержнями

При сложной форме плит, наличии отверстий, малых объемах работ плиты предпочтительнее армировать вязаными сетками. В зависимости от толщины плиты при $h = 60 \dots 100$ мм сетки бывают плоские, а при $h \geq 120$ мм — с отогнутыми стержнями (см. рис. 2).

Диаметры рабочих стержней сварных рулонных сеток при продольной рабочей арматуре принимаются 3...5 мм класса Вр-I, при поперечной — 6...10 мм класса А-III. При диаметре рабочей арматуры более 10 мм применяются узкие сварные сетки с поперечной арматурой из стержней класса А-III.

Для рабочих продольных стержней вязаных сеток применяется арматура диаметром 6...8 мм класса А-I. В качестве распределительной монтажной арматуры используется арматура диаметром 6 мм класса А-I. Стержни вязаных сеток в местах пересечения соединяются вязальной проволокой.

Второстепенные и главные балки армируются сварными или вязаными каркасами (рис. 3, а-г). Изготовление сварных каркасов механизировано, сварка — автоматическая. Плоские каркасы (рис. 3, б) объединяют в объемные с помощью соединительных стержней. Продольные стержни каркасов соединяются с поперечными сваркой. При высоте балки $h > 700$ мм по середине каркаса предусматривается продольный стержень.

Пространственный вязанный каркас (рис. 3, в) собирается из отдельных продольных стержней (рис. 3, г), которые объединяются хомутами (рис. 3, в), а в местах пересечения продольных стержней и хомутов закрепляются вязальной проволокой.

Продольные рабочие стержни каркасов принимаются диаметром 12...32 мм из стали класса А-II или А-III, монтажные стержни — диаметром 10...12 мм из стали класса А-I. Поперечные стержни сварных каркасов могут быть диаметром 5...12 мм в зависимости от диаметра продольных рабочих стержней и технологии сварки (табл. 4).

Хомуты вязаных каркасов, как правило, принимаются диаметром 6, 8 мм из стали класса А-I.

3. КОНСТРУКТИВНАЯ СХЕМА ПЕРЕКРЫТИЯ

При выборе конструктивной схемы перекрытия, направлений второстепенных и главных балок, назначения размеров пролетов плиты и балок и их поперечных сечений руководствуются рекомендациями, приведенными в разд. I.

Расстояние между осями колонн определяется допустимыми пролетами главных балок.

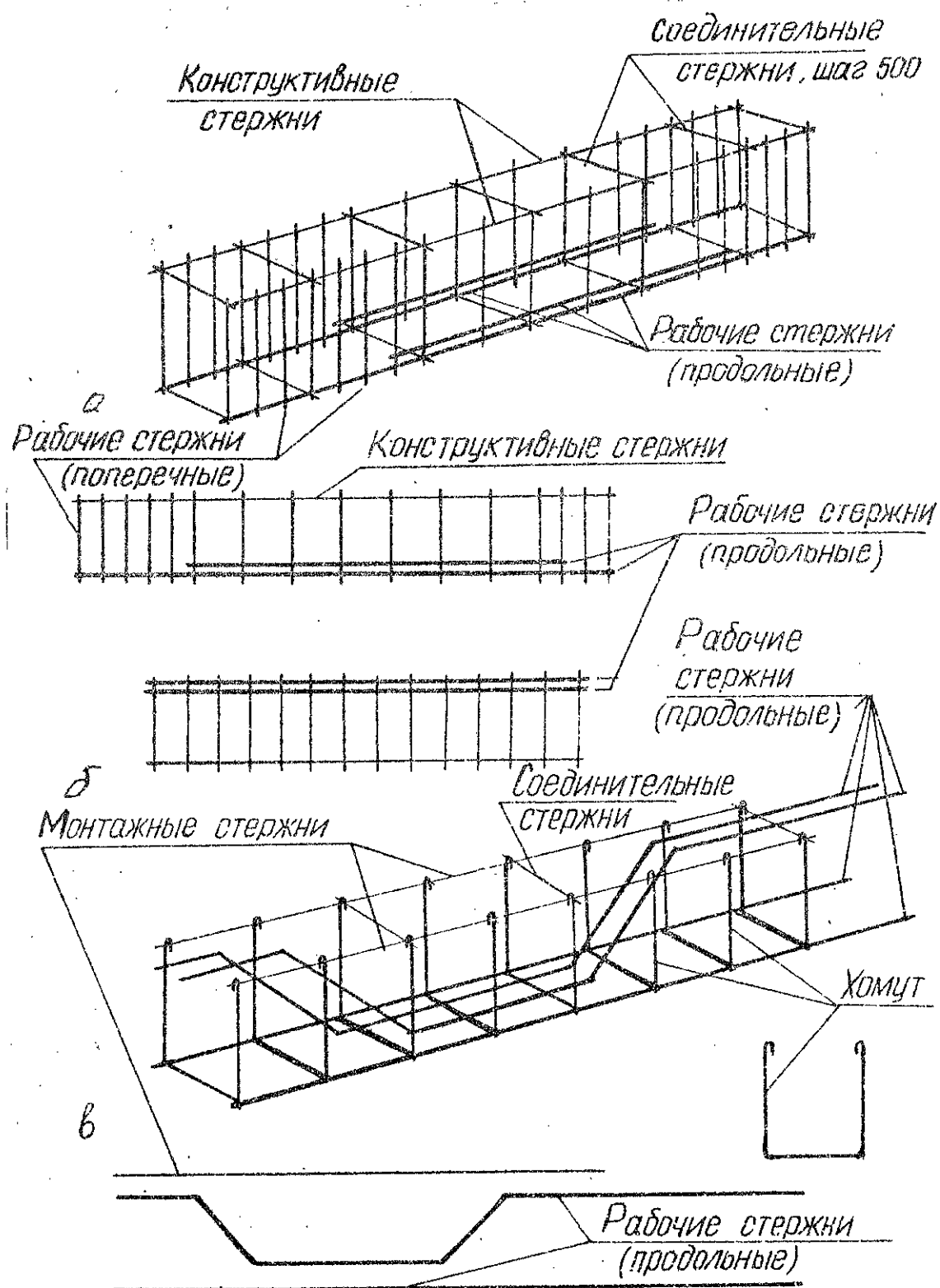


Рис. 3. Каркасы: а - сварной пространственный; б - сварные плоские; в - вязаный пространственный из отдельных стержней; г - отдельные продольные стержни

Таблица 4

Рекомендуемые диаметры и минимальные расстояния между поперечными стержнями сварных каркасов, мм, из условия технологии сварки

Соотношение между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями																			
Диаметры стержней одного направления (продольные стержни каркасов)		3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	26	40	
Наименьшие допускаемые диаметры стержней другого направления поперечных стержней сварных каркасов	при одностороннем расположении стержней	3	3	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	10	10	10	
	при двухстороннем расположении стержней	-	-	6	6														
Наименьшие допускаемые расстояния между осями стержней		50	50	50	75	75	75	75	75	75	100	100	100	100	150	150	200	200	
Наименьшие допускаемые расстояния между осями продольных стержней при двухрядном расположении		-	-	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80	

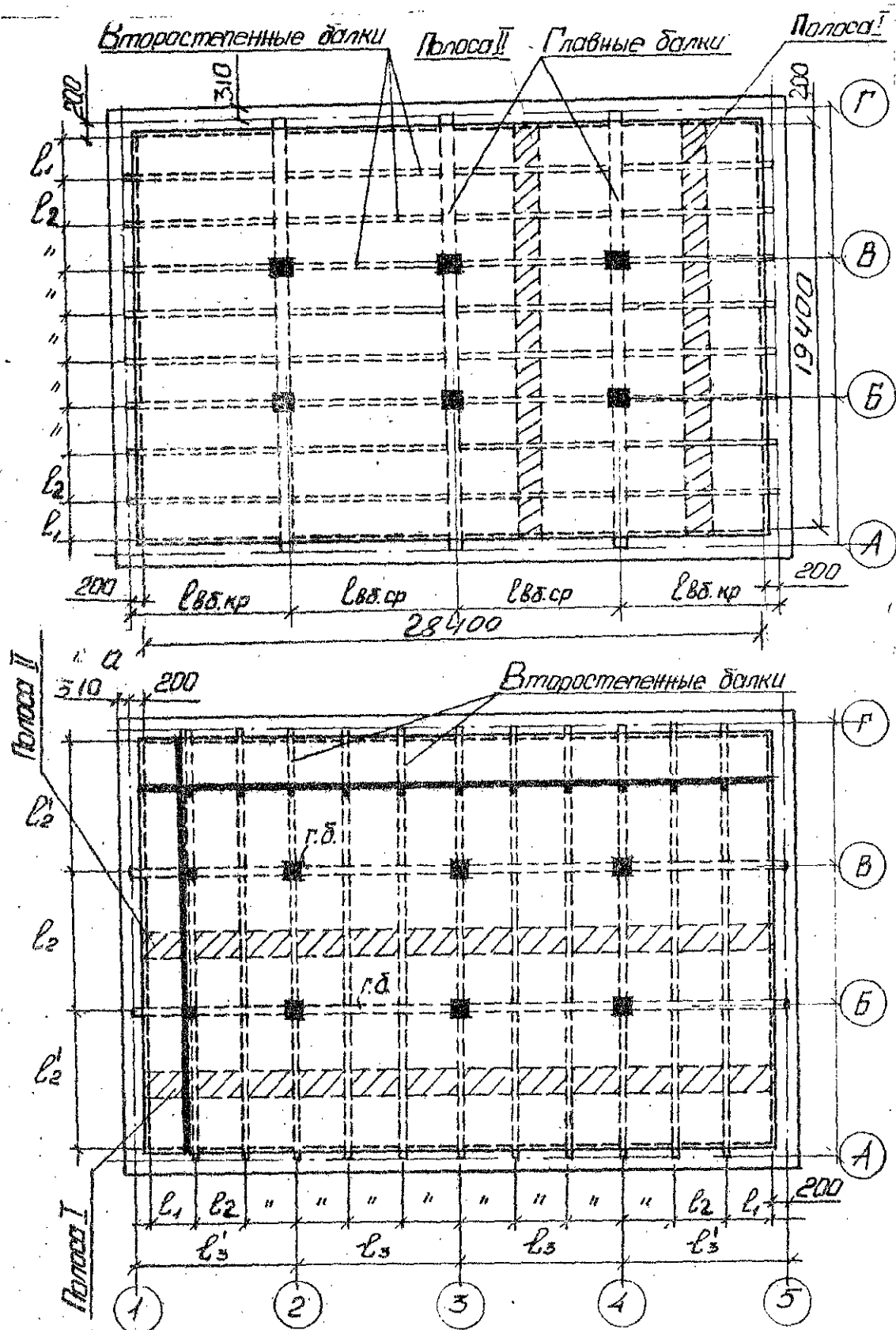


Рис. 4. Конструктивная схема перекрытия: а - главные балки расположены поперек здания; б - то же вдоль здания

При заданных размерах здания в плане намечаются возможные варианты расположения главных и второстепенных балок и принимаются размеры поперечного сечения плиты и балок (рис. 4).

Окончательное расположение элементов перекрытия (плит, балок, колонн) и их размеры пролетов и поперечных сечений устанавливаются путем подбора в соответствии с рекомендациями, приведенными в разд. I.

Рассмотрим возможные варианты компоновки планировки монолитного железобетонного перекрытия.

Дано здание размерами в плане (в свету) $28,4 \times 19,4$ м. Разбивочные оси размещены на 200 мм от внутренней плоскости наружных несущих стен. Нормативная полезная нагрузка на перекрытие $\nu_n = 13,5 \text{ кН/м}^2$.

Вариант I

Главные балки располагаются поперек здания по осям 2, 3, 4, а второстепенные — вдоль здания (рис. 4, а).

Плита перекрытия — девятипролетная, величина каждого пролета в осях в среднем равна

$$l_m = \frac{19,4}{9} = 2,15 \text{ м.}$$

При заданной полезной нагрузке размеры пролетов плиты могут быть в пределах 1,7...2,2 м (см. табл. I).

Принимаем размеры всех средних пролетов $l_2, \dots, l_7 = 2,2$ м. Тогда размер крайних пролетов будет

$$l_1 = \frac{19,4 - 7 \cdot 2,2}{2} = 2 \text{ м.}$$

Разница между размерами средних и крайних пролетов плиты

$$\frac{l_2 - l_1}{2} \cdot 100\% = \frac{2,2 - 2}{2,2} \cdot 100 = 9 < 10\%.$$

Толщину плиты предварительно назначаем исходя из полезной нагрузки и размера пролетов (см. табл. I) согласно условию

$$h = \left(\frac{1}{25} \dots \frac{1}{40} \right) l_2; \quad h = \left(\frac{1}{25} \dots \frac{1}{40} \right) 2200 = 88 \dots 55 \text{ мм.}$$

Принимаем $h = 80$ мм.

Второстепенная балка четырехпролетная. Средняя величина каждого пролета

$$l_m = \frac{28,4}{4} = 7,1 \text{ м.}$$

Средние пролеты балки принимаются одинаковыми, т.е. $\ell_2 = 7,5$ м, тогда размер крайних пролетов

$$\ell_1 = \frac{28,4 - 2 \cdot 7,5}{2} = 6,7 \text{ м.}$$

Разница между размерами пролетов второстепенной балки

$$\frac{\ell_2 - \ell_1}{2} \cdot 100\% = \frac{7,5 - 6,7}{7,5} \cdot 100\% = 10,6 \approx 10\%.$$

Задаемся размерами поперечного сечения балки $h \times b$ как средними величинами (см. табл. 2).

Высота ребра

$$h = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20} \right) \ell_2 ; \quad h = \frac{1}{15} \cdot 7500 = 500 \text{ мм,}$$

ширина ребра

$$b = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) h ; \quad b = \frac{1}{2,5} \cdot 500 = 200 \text{ мм.}$$

Главная балка является трехпролетной, размер ее пролетов зависит от пролетов плиты и их количества.

Средний пролет балки

$$\ell = 3 \ell_2 = 3 \cdot 2,2 = 6,6 \text{ м.}$$

Крайние пролеты

$$\ell = \ell_1 + 2 \ell_2 = 2,0 + 2,2 \cdot 2 = 6,4 \text{ м.}$$

Задаемся размерами поперечного сечения балки $h \times b$ как средними величинами (см. табл. 2).

Высота сечения

$$h = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12} \right) \ell = \frac{1}{9} \cdot 6600 = 733 \text{ мм.}$$

Принимаем $h = 700$ мм.

Ширина ребра

$$b = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) h = \frac{1}{2,5} \cdot 700 = 280 \text{ мм.}$$

Принимаем $b = 300$ мм.

Вариант 2

Главные балки располагаются вдоль здания по осям B и B , а второстепенные — поперек здания (рис. 4,б). Полагаем, что в каждом про-

лете главной балки размещаются две второстепенные балки с равными расстояниями между ними. Колонны размещаются в три ряда аналогично варианту I. Тогда плита перекрытия двенадцатипролетная, размер средних пролетов 2,4, крайних – 2,2 м. Разница между пролетами $8,4 < 10\%$. Толщину плиты принимаем $h = 80$ мм.

Второстепенная балка – трехпролетная. Размер среднего пролета 7, крайнего – 6,2 м.

Разница между размерами пролетов $11,4 > 10\%$ находится в допустимых пределах.

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

На перекрытие действуют нормативные нагрузки, их определяют согласно указаниям СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" [2].

Нагрузки по воздействию бывают постоянные и временные.

К постоянным относятся нагрузки от массы пола (кровли), перегородок, стен, штукатурки, железобетонных, металлических и других конструкций перекрытия, покрытий. Все постоянные нагрузки определяются "составом" конструкций. Возможные варианты конструкции пола приведены в [8; 10].

Нормативные нагрузки от массы отдельных элементов определяются произведением $V\rho g$, где V – объем материала (конструкции); ρ – плотность материала; g – ускорение свободного падения. Нагрузки от кровли, пола, плиты перекрытия и другие собираются с 1 м^2 перекрытия.

Временные нагрузки принимаются в соответствии с заданием на курсовое проектирование с последующим разделением их на длительно и кратковременно действующие части.

Расчетная нагрузка определяется как произведение нормативной нагрузки ($q_n; v_n$) на коэффициент надежности по нагрузке γ_f . Значения коэффициентов надежности по нагрузке приведены в [2].

Для нагрузки от кровли коэффициент надежности по нагрузке можно принимать $\gamma_f = 1,2$.

Для временных равномерно распределенных нагрузок на перекрытии при $v_n < 2\text{ кН/м}^2$ $\gamma_f = 1,3$, при $2\text{ кН/м}^2 \leq v_n$ $\gamma_f = 1,2$, для снеговой нагрузки $\gamma_f = 1,4$.

Нагрузки определяются с коэффициентом надежности по назначению.

Для варианта I конструктивной схемы (см. разд. 3) определим нагрузки на перекрытие. В качестве примера примем состав конструкций перекрытия и полезную нагрузку $v_n = 13,5\text{ кН/м}^2$ (табл. 5).

Таблица 5

Нагрузки на 1 м² монолитной железобетонной плиты перекрытия

Нагрузка	Расчетная нагрузка при $\gamma_f = 1$, кН/м ²	Коэффициент $\gamma_f > 1$	Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$, кН/м ²
<u>Постоянная</u>			
Асфальтобетонный пол толщиной $t = 50$ мм			
$t A \rho \cdot 9,81 \gamma_n =$			
$= 0,05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 9,81 \times$			
$\times 0,95$			
	0,979	1,3	1,272
Железобетонная плита толщиной $t = 80$ мм			
$t A \rho \cdot 9,81 \gamma_n = 0,08 \times$			
$\times 1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95$			
	1,864	1,1	2,050
Итого	2,843		3,322
<u>Полезная (временная)</u>			
$v_n \gamma_n = 13,5 \cdot 0,95$			
	12,825	1,2	15,390
В том числе кратковременная			
$v_n \gamma_n = 1,5 \cdot 0,95$			
	1,425	1,2	1,710
Полная	$g_n + v_n = 15,668$	$g + v = 18,712$	

Условные обозначения:

t — толщина слоя, м
 A — площадь, м²
 ρ — плотность, т/м³
 g — ускорение свободного падения, $g = 9,81$
 γ_n, γ_f — коэффициент надежности соответственно по назначению и нагрузке.

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ПЕРЕКРЫТИЯ

5.1. Расчет плиты монолитного ребристого перекрытия

5.1.1. Расчетные схема, пролеты, нагрузки и определение усилий

При отношении пролетов $\frac{\ell_1}{\ell_2} \geq 3$ плита рассчитывается как балочная (см. рис. 1,б), а при соблюдении условия $\frac{\ell_1}{\ell_2} \leq 2$ как опертая по контуру [16] при $2 < \frac{\ell_1}{\ell_2} < 3$ - по балочной схеме.

Балочная плита рассчитывается по схеме неразрезной многопролетной балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой.

Для расчета плиты условно вырезается полоса (см. рис. 4) шириной 1 м, загруженная нагрузкой, приходящейся с 1 м² перекрытия.

Величины расчетных пролетов плиты принимаются равными:

для средних пролетов - расстоянию между гранями второстепенных балок (рис. 5)

$$\ell_{02} = \ell_2 - b,$$

для крайних пролетов - расстоянию от грани крайней второстепенной балки до равнодействующей эшоры давления на стене, т.е. $\frac{1}{3}C \approx \frac{h}{2}$,

(C - глубина опирания плиты на стену; h - толщина плиты).

$$\ell_{01} = \ell_1 - \frac{b}{2} + \frac{h}{2},$$

где ℓ_2, ℓ_1 - пролет плиты соответственно в осях опор и от внутренней грани стены до оси второстепенной балки; b - ширина ребра второстепенной балки.

Полная расчетная нагрузка на 1 м плиты

$$q = g + v.$$

Расчетные усилия с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций в бетоне определяются согласно расчетной схеме (рис. 6):

в крайнем пролете

$$M_I = \frac{q \ell_{01}^2}{11};$$

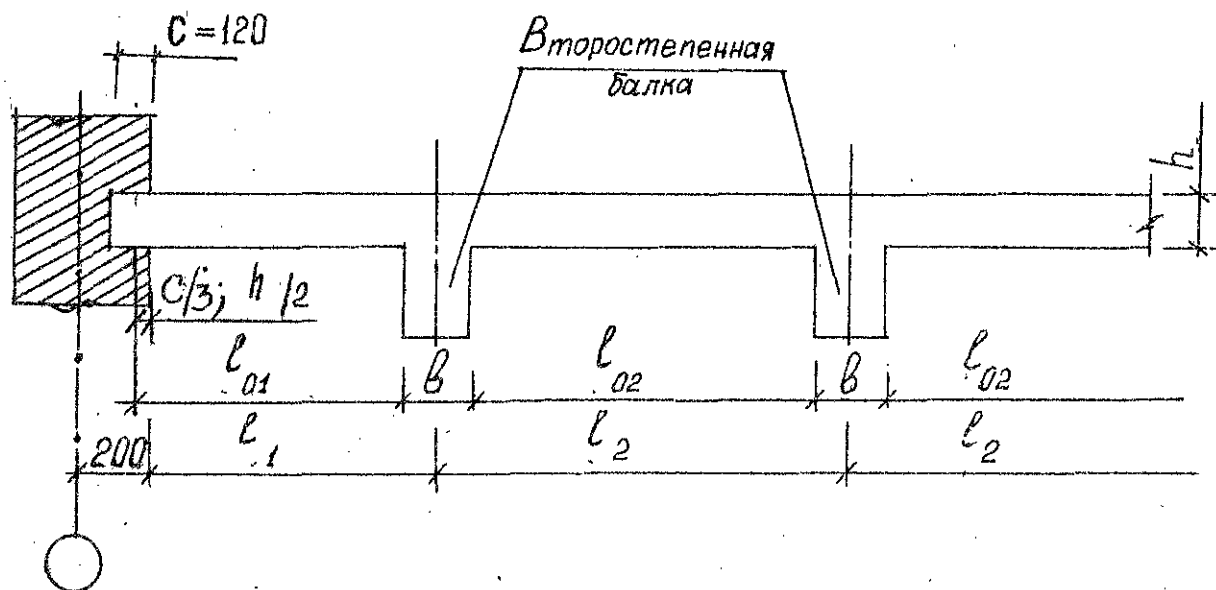


Рис. 5. К определению расчетных пролетов плиты

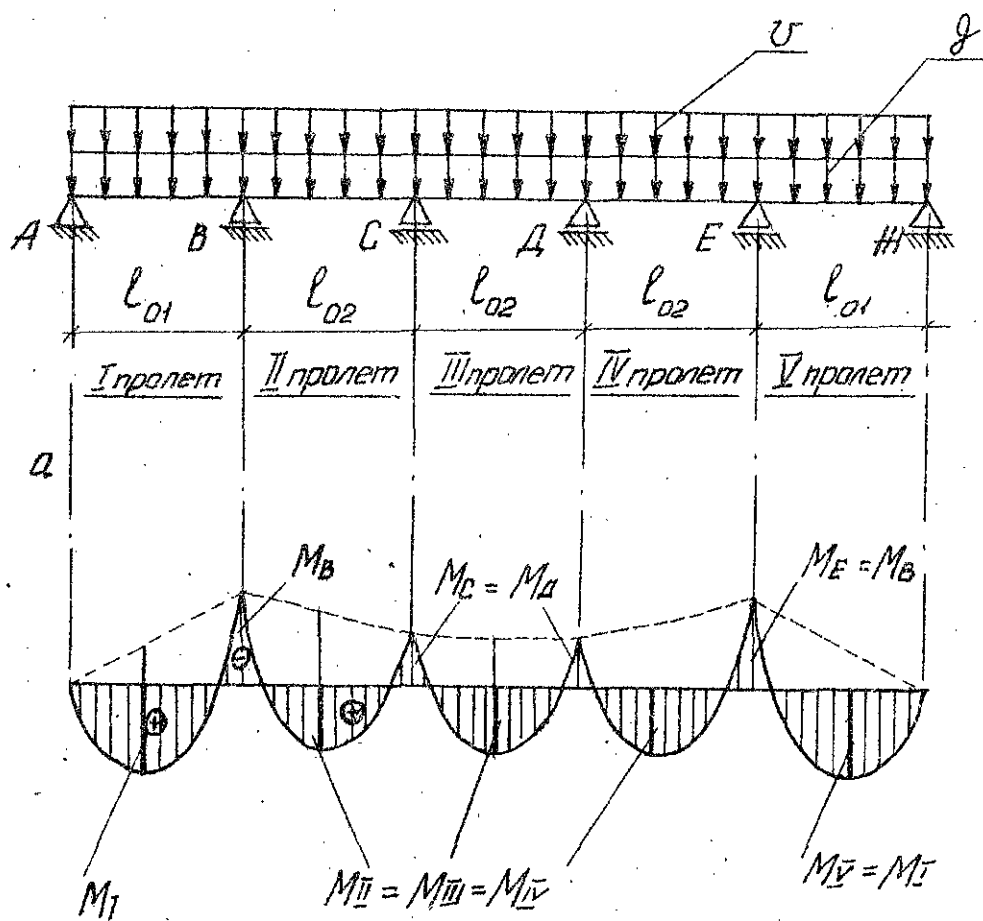


Рис. 6. К расчету плиты: а - расчетная схема; б - эпюра изгибающих моментов

на грани первой промежуточной опоры B при непрерывном армировании сварными рулонными сетками и сетками с отгибами

$$M_B = - \frac{q \ell_0^2}{11};$$

при раздельном армировании сварными плоскими сетками с поперечной рабочей арматурой или вязаными сетками (отдельные отержжи)

$$M_B = - \frac{q \ell_0^2}{14};$$

где ℓ_0 — больший смежный расчетный пролет;

в средних пролетах и на гранях средних опор независимо от способа армирования плиты

$$M_{\text{п}} = M_c = \pm \frac{q \ell_0^2}{16}.$$

5.1.2. Расчет прочности нормальных сечений

Предварительно принятую толщину плиты уточняют по наибольшему изгибающему моменту. Для этого определяют рабочую высоту сечения

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{\max}}{\alpha_m R_b b}};$$

где M_{\max} — максимальный момент, Н·м; α_m — коэффициент

$$\alpha_m = \xi (1 - 0,5 \xi),$$

либо по [11, табл. П.1], либо по табл. П.1 в зависимости от коэффициента ξ , величина которого для плит принимается 0,1...0,15;

R_b — расчетная прочность бетона сжатию, МПа (табл. П.2);

b — расчетная полоса плиты, $b = 1000$ мм.

Тогда требуемая высота плиты

$$h = h_0 + a,$$

где a — расстояние от низа плиты до центра тяжести продольных стержней (рис. 7).

Величину h принимают и округляют до кратности 10 мм. Снова определяют h_0 при принятой высоте плиты. Согласно принятым расчетным

характеристикам бетона R_b и арматуры R_s вычисляют площади арматуры A_s в наиболее характерных сечениях плиты, т.е. в зоне наибольших изгибающих моментов в крайних и средних пролетах и на гранях первой промежуточной и средней опор.

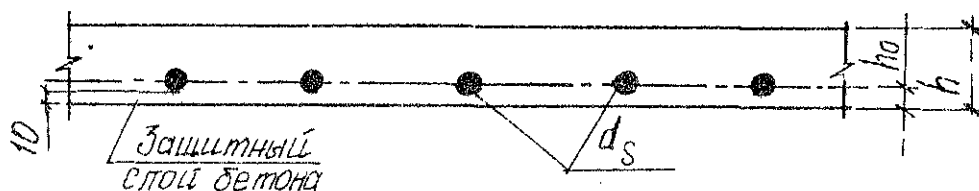


Рис. 7. К определению рабочей высоты сечения плиты

Площадь сечения арматуры определяем по блок-схеме [11].

5.2. Примеры расчета плиты

Рассмотрим примеры вычисления: расчетных пролетов (см. рис. 5), изгибающих моментов (см. рис. 6), расположения арматуры по высоте плиты (см. рис. 7), в пролетах и над опорами (рис. 8) согласно нагрузкам (см. табл. 5) и рекомендациям п. 5.1.1.

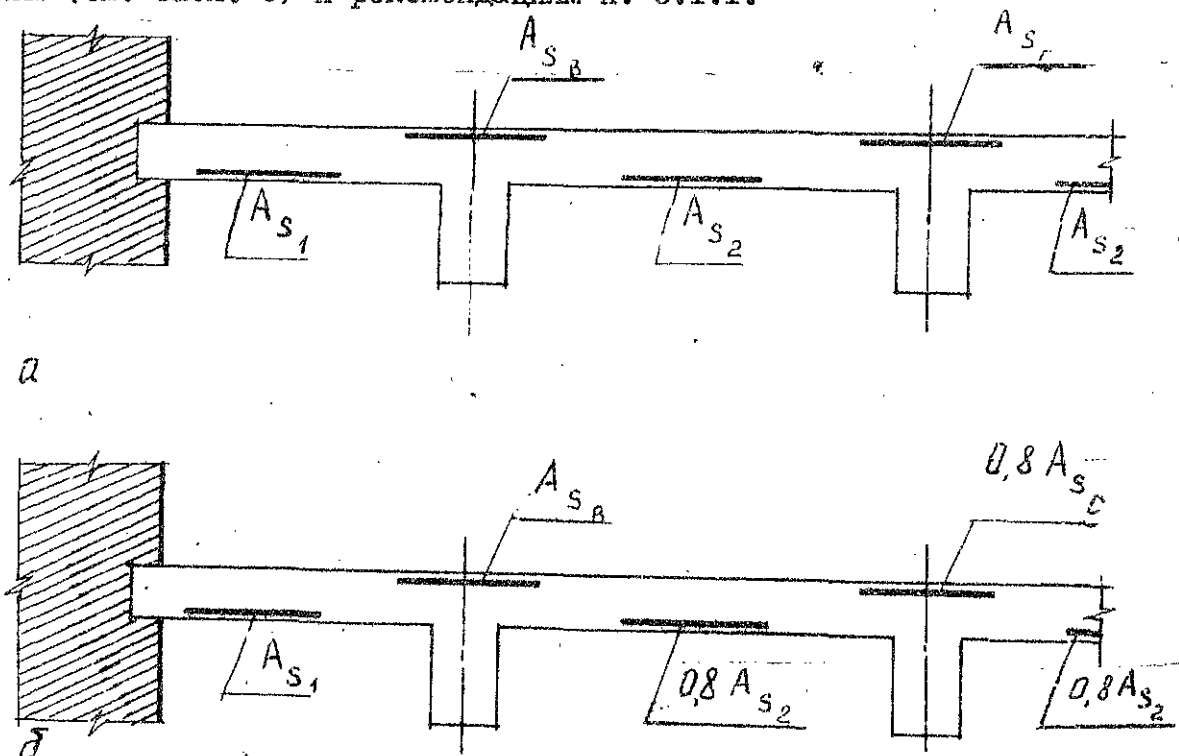


Рис. 8. Расчетное сечение арматуры A_s в растянутых зонах плиты: а — неокаймленной балками по контуру; б — окаймленной балками по контуру

Для перекрытия варианта I (см. рис. 4, а) вычисляем расчетные пролеты плиты для пролетов, мм:

средних

$$l_{02} = l_2 - b = 2200 - 200 = 2000;$$

крайних

$$l_{01} = l_1 - \frac{b}{2} + \frac{h}{2} = 2000 - \frac{200}{2} + \frac{80}{2} = 1940.$$

Усилия от расчетных нагрузок:

в крайних пролетах

$$M_1 = \frac{q l_{01}^2}{11} = \frac{18,712 \cdot 1,94^2}{11} = 6,402 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

на грани первой промежуточной опоры B при армировании сварными рулонными сетками с продольной рабочей арматурой

$$M_B = \frac{q l_{01}^2}{11} = \frac{18,72 \cdot 1,94^2}{11} = - 6,402 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

при армировании вязаными или сварными рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой

$$M_B = - \frac{18,72 \cdot 2^2}{14} = - 5,187 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

в средних пролетах и на гранях средних опор независимо от способа армирования плиты

$$M_{II} = M_C = \pm \frac{q l_{02}^2}{16} = \frac{18,72 \cdot 2^2}{16} = \pm 4,678 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Толщина плиты. Задаемся бетоном класса В20; при коэффициенте надежности по бетону $\gamma_{b2} = 0,9$ его расчетное сопротивление сжатию $R_b = 11,5 \cdot 0,9 = 10,35 \text{ МПа}$.

При изгибающем моменте на грани опоры $M_B = - 6,402 \text{ кН}\cdot\text{м}$ и при армировании плиты сварными рулонными сетками с продольной рабочей арматурой из проволоки диаметром 5 мм класса Вр-I $R_s = 360 \text{ МПа}$ (табл. 9).

Принимая $\xi = 0,15$ (см. п. 5.1.2), вычисляем

$$\lambda_m = \xi (1 - 0,5 \xi) = 0,15 (1 - 0,5 \cdot 0,15) = 0,14.$$

Рабочая высота сечения

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_B}{\alpha_m R_b b}} = \sqrt{\frac{6,402 \cdot 10^6}{0,14 \cdot 10,35 \cdot 1000}} = 66,5 \text{ мм.}$$

При защитном слое бетона 10 мм, предполагаемом диаметре престо-
локи 5 мм расстояние от ее центра тяжести до верхней грани плиты $a' =$
 $= 10 + 5/2 = 12,5 \text{ мм.}$

Тогда толщина плиты

$$h = h_0 + a' = 66,5 + 12,5 = 79,0 \text{ мм.}$$

Принимаем $h = 80 \text{ мм.}$

Тогда

$$h_0 = 80 - 12,5 = 67,5 \text{ мм.}$$

Коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M_I}{R_b b h_0^2} = \frac{6,402 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 67,5^2} = 0,136.$$

Согласно [11, табл. П.1] коэффициенту $\alpha_m = 0,136$ соответствует
значение коэффициента $\xi = 0,928$.

Для полосы I площадь сечения продольной арматуры

$$A_{s_I} = \frac{M_I}{R_s \xi h_0} = \frac{6,402 \cdot 10^6}{360 \cdot 0,928 \cdot 67,5} = 284 \text{ мм}^2.$$

На грани первой промежуточной опоры

$$\alpha_m = \frac{6,402 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 67,5^2} = 0,136.$$

Значению $\alpha_m = 0,136$ соответствует значение коэффициента $\xi =$
 $= 0,928$.

Площадь сечения продольной арматуры на грани промежуточной
опоры B

$$A_{s_B} = \frac{6,402 \cdot 10^6}{360 \cdot 0,928 \cdot 67,5} = 284 \text{ мм}^2.$$

В средних пролетах и на гранях средних опор

$$\alpha_m = \frac{4,678 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 67,5^2} = 0,099.$$

Значению $\alpha_m = 0,099$ соответствует $\zeta = 0,948$.
Площадь арматуры во втором пролете

$$A_{s_2} = \frac{4,678 \cdot 10^6}{360 \cdot 0,948 \cdot 67,5} = 203 \text{ мм}^2.$$

Для полосы II при плитах, окаймленных балками по периметру, площадь сечения продольной арматуры уменьшается на 20%:
в крайних пролетах

$$A_{s_1} = 284 \text{ мм}^2;$$

на грани первой промежуточной опоры

$$A_{s_B} = 284 \text{ мм}^2,$$

в средних пролетах и на гранях средних опор

$$A_{s_2} = 203 \cdot 0,8 = 162 \text{ мм}^2.$$

Для варианта армирования плиты сварными сетками с поперечной рабочей арматурой рулонными, плоскими или вязаными сетками из отдельных стержней, принимая $\xi = 0,15$, коэффициент

$$\alpha_m = 0,15 (1 - 0,5 \cdot 0,15) = 0,14.$$

Тогда

$$h_0 = \sqrt{\frac{6,402 \cdot 10^6}{0,14 \cdot 10,35 \cdot 1000}} = 66,5 \text{ мм}.$$

При защитном слое бетона 10 мм и предполагаемом диаметре рабочей арматуры 8 мм

$$a = 10 + \frac{8}{2} = 14 \text{ мм}.$$

Тогда

$$h = 66,5 + 14 = 80,5 \text{ мм}.$$

Принимаем толщину плиты $h = 80 \text{ мм}$, $h_0 = 80 - 14 = 66 \text{ мм}$.

Площадь сечения продольной рабочей арматуры для полосы I при арматуре класса А-III диаметром 8 мм, $R_s = 355 \text{ МПа}$ в крайних пролетах

$$\alpha_m = \frac{6,402 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 66^2} = 0,142.$$

Значению $\alpha_m = 0,142$ соответствует $\zeta = 0,922$;

$$A_{s_1} = \frac{6,402 \cdot 10^6}{355 \cdot 0,922 \cdot 66} = 296 \text{ мм}^2.$$

На грани первой промежуточной опоры

$$\alpha_m = \frac{5,187 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 66^2} = 0,115.$$

Значению $\alpha_m = 0,115$ соответствует $\zeta = 0,939$;

$$A_{s_b} = \frac{5,187 \cdot 10^6}{355 \cdot 0,939 \cdot 66} = 236 \text{ мм}^2.$$

В оредних пролетах и на гранях средних опор

$$\alpha_m = \frac{4,678 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 66^2} = 0,104.$$

Значению $\alpha_m = 0,104$ соответствует $\zeta = 0,945$;

$$A_{s_2} = \frac{4,678 \cdot 10^6}{355 \cdot 0,945 \cdot 66} = 211 \text{ мм}^2.$$

Для полосы II (плиты, окаймленные балками по периметру)
в крайних пролетах

$$A_{s_1} = 296 \text{ мм}^2,$$

на грани первой промежуточной опоры

$$A_{s_b} = 236 \text{ мм}^2,$$

в оредних пролетах и на гранях средних опор

$$A_{s_2} = 211 \cdot 0,8 = 169 \text{ мм}^2.$$

Примеры размещения расчетной площади арматуры в пролетах и над опорами плиты показаны на рис. 8.

5.3. Примеры вычисления площади рабочих стержней и размеров сеток

Для показанных на рис. 4 вариантов перекрытий, выполненных расчетов для каждого варианта (см. подразд. 5.2) рассчитываем требуемую площадь рабочих стержней в каждом пролете плиты, определяем марку и размеры сеток.

Армирование плиты сварными рулонными сетками с продольными рабочими стержнями показано на рис. 9.

Для полосы I. Расчетная площадь сечения арматуры в средних пролетах $A_{s_2} = 203 \text{ мм}^2$. По сортаменту принимаем сетку $C1 \frac{5 \text{ ВрI}-100}{3 \text{ ВрI}-350}$.

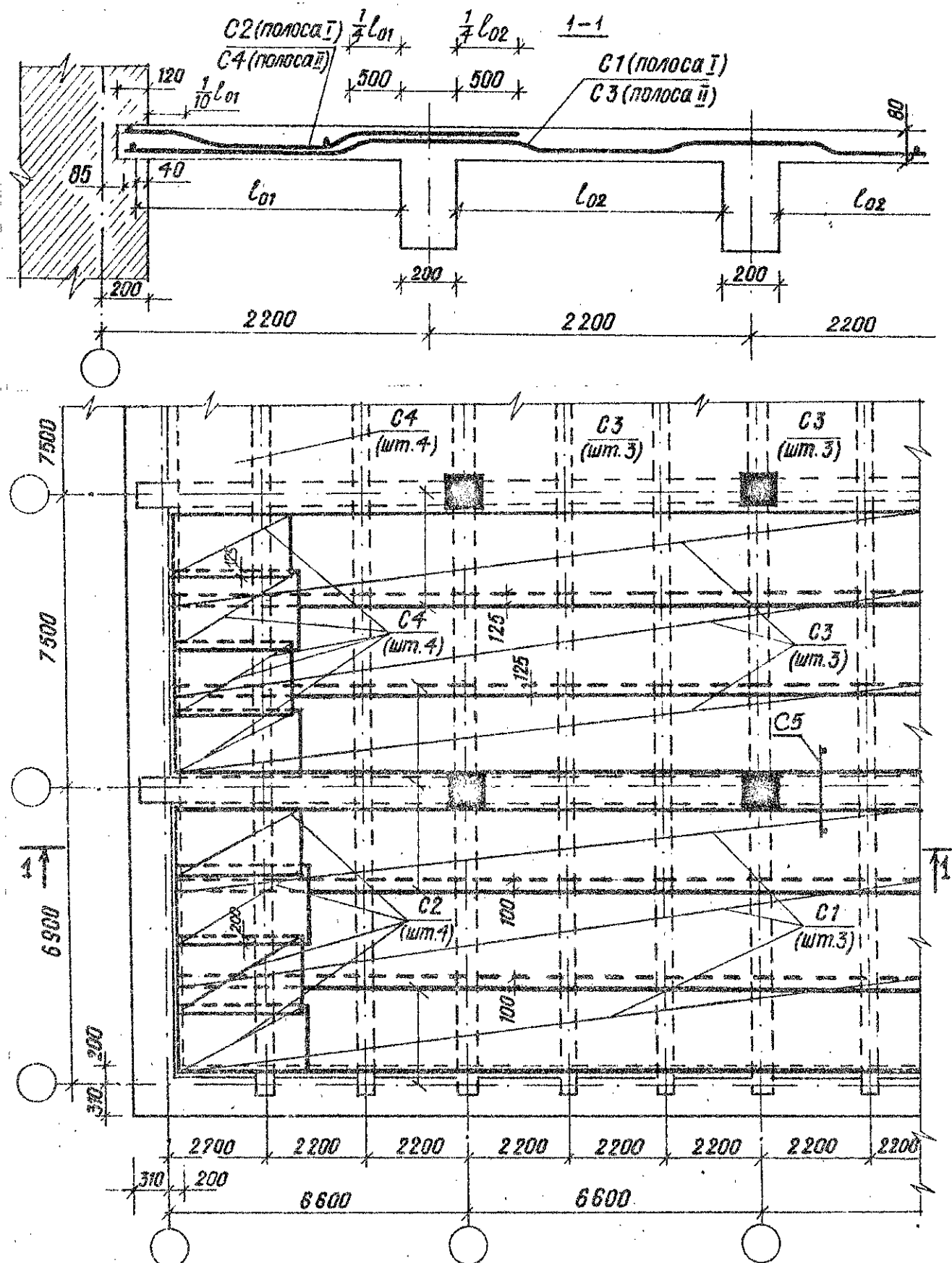


Рис. 9. Армирование плиты оварными рулонными сетками с продольной рабочей арматурой

Площадь рабочих стержней сетки $C1 - A_{s_2} = 196 < 203 \text{ мм}^2$, разница между ними 3%, т.е. меньше допустимой - 5%.

В крайних пролетах и над первыми от стены опорами принимаем дополнительную сетку. Расчетная площадь ее арматуры

$$A_{s, \text{дон}} = A_{s_B} - A_{s_2} = 284 - 196 = 88 \text{ мм}^2.$$

Согласно сортаменту в дополнение к сетке $C1$ укладываем сетку $C2 \frac{5 B_p I - 200}{3 B_p I - 350}$, площадь рабочих стержней $A_{s, \text{дон}} = 98 \text{ мм}^2$ удовлетворяет требуемой.

Обозначение сетки: в числителе указаны диаметр и шаг продольных рабочих стержней, в знаменателе - поперечных распределительных стержней.

Для полосы II. Расчетная площадь рабочей арматуры в средних пролетах $A_{s_2} = 162 \text{ мм}^2$. По сортаменту принимаем сетку $C3 \frac{5 B_p I - 125}{3 B_p I - 350}$.

Площадь рабочих стержней сетки $C3 A_{s_2} = 157 < 162 \text{ мм}^2$, разница между ними 3%, т.е. меньше допустимой - 5%.

В крайних пролетах и над первыми от стены опорами B принимаем дополнительную сетку. Расчетная площадь ее арматуры $A_{s, \text{дон}} = 294 - 157 = 137 \text{ мм}^2$.

Согласно сортаменту в дополнение к сетке $C3$ принимаем сетку $C4 \frac{5 B_p I - 125}{3 B_p I - 350}$, площадь рабочих стержней $A_{s, \text{дон}} = 157 > 137 \text{ мм}^2$, т.е. больше требуемой.

Определяем ширину рулонной сетки с продольными рабочими стержнями.

При расстоянии между главными балками и пролете второстепенных балок 7,5 м (см. рис. 9), а также ширине ребра главной балки 0,3 м между ними можно уложить сетки:

три основные $C3$ шириной

$$A = \frac{7,5 - 0,3 + 2 \cdot 0,10}{3} = 2 \cdot 0,025 = 2,53 \text{ м}$$

и четыре дополнительные

$$A = \frac{7,5 - 0,3 + 3 \cdot 0,10}{4} = 2 \cdot 0,025 = 1,95 \text{ м},$$

где 0,10 - длина нахлестки сеток, равная перепуску крайних стержней, м; 0,025 - длина свободных концов распределительных стержней, м.

Принимаем ширину сеток $C3 \ 2,55 > 2,53$ м и сеток $C4 - 2,05 > 1,95$ м, т.е. условие нахлестки сеток обеспечено.

Аналогично определяем ширину сеток $C1$ и $C2$ для полосы I.

Раздельное армирование плиты сварными рулонными или плоскими сетками показано на рис.10.

Ширина сеток в средних пролетах равна расстоянию между гранями второстепенных балок при ширине их ребра 0,2 м:

$$A = 2,2 - 0,2 = 2,0 \text{ м.}$$

В крайних пролетах ширина сеток равна расстоянию между гранью второстепенной балки и краем плиты на стене 0,120 м за вычетом толщины защитного слоя бетона 0,005 м:

$$A = 2,0 - \frac{0,2}{2} + 0,120 - 0,005 = 2,015 \text{ м.}$$

Над второстепенными балками (см.рис.10,б):
средними

$$A = 2 \frac{l}{4} \cos \alpha + b = 2 \frac{l}{4} \cdot 2,0 + 0,2 = 1,2 \text{ м.}$$

крайними

$$A = \left(\frac{l}{4} \cos \alpha_1 + \frac{l}{4} \cos \alpha_2 \right) + b = \left(\frac{1,94}{4} + \frac{2,0}{4} \right) + 0,2 = 1,2 \text{ м}$$

Для полосы I. Расчетная площадь сечения арматуры в крайних пролетах $A_{SI} = 296 \text{ мм}^2$, согласно сортаменту принимаем сетку

$$C1 \frac{4 \text{ BpI} - 350}{8 \text{ A-III} - 150} 2015. \text{ Площадь рабочих стержней сетки } A_{SI} = 302 > 296 \text{ мм}^2.$$

Над первой промежуточной опорой согласно расчету $A_{S\theta} = 236 \text{ мм}^2$,
принимаем сетку $C3 \frac{4 \text{ BpI} - 350}{8 \text{ A-III} - 200} 1200, A_{S\theta} = 252 > 236 \text{ мм}^2.$

В средних пролетах по расчету $A_{S2} = 211 \text{ мм}^2$, принимаем сетку

$$C2 \frac{4 \text{ BpI} - 350}{8 \text{ A-III} - 200} 2000. \text{ Площадь рабочих стержней сетки } C2 = 252 > 211 \text{ мм}^2.$$

Над средними промежуточными опорами - $C4 \frac{4 \text{ BpI} - 350}{8 \text{ A-III} - 200} 1200 ;$

Для полосы II. В крайних пролетах $A_{s_1} = 296 \text{ мм}^2$. Принимаем сетку С5 $\frac{4\text{Вр-I} - 350}{8\text{АIII} - 150}$ 2015. Площадь рабочих стержней сетки С5 $A_{s_1} = 302 > 296 \text{ мм}^2$.

Над первой промежуточной опорой $A_{s_8} = 236 \text{ мм}^2$. Принимаем сетку С7 $\frac{4\text{Вр-I} - 350}{6\text{АIII} - 150}$ 1200. Площадь рабочих стержней сетки С7 $A_{s_8} = 252 > 236 \text{ мм}^2$.

В средних пролетах $A_{s_2} = 169 \text{ мм}^2$. Принимаем сетку С6 $\frac{4\text{Вр-I} - 350}{6\text{АIII} - 150}$ 2000. Площадь рабочих стержней сетки С6 $A_{s_2} = 170 > 169 \text{ мм}^2$.

Над средними промежуточными опорами $A_{s_8} = 169 \text{ мм}^2$. Принимаем сетку С8 $\frac{4\text{Вр-I} - 350}{6\text{АIII} - 150}$ 1200. Площадь рабочих стержней сетки С8 $A_{s_8} = 170 > 169 \text{ мм}^2$.

Обозначение сетки: в числителе указаны диаметр и шаг продольных распределительных стержней, в знаменателе — поперечных рабочих. Множитель указывает ширину сетки.

При армировании плиты вязаными сетками (рис. 11):

для полосы I принимаем:

в крайних пролетах (\emptyset 8АIII, шаг 150 мм)

$$A_{s_1} = 337 > 296 \text{ мм}^2;$$

над первой промежуточной опорой (5 \emptyset 8АIII, шаг 200 мм)

$$A_{s_8} = 252 > 236 \text{ мм}^2;$$

в средних пролетах и над средними опорами (5 \emptyset 8АIII, шаг стержней 200 мм)

$$A_{s_8} = 252 > 211 \text{ мм}^2.$$

5.4. Указания по конструированию плит

5.4.1. Армирование плит сварными сетками

При рулонных сетках с продольной рабочей арматурой диаметром до 5 мм основная сетка CI подбирается по требуемой площади попереч-



Рис. II. Армирование
плиты вязаными сетками
из гладких стержней
с оттибами

ного сечения A_{s_2} (см. рис. 8,а), вычисленной для средних пролетов плиты l_{o2} , и укладывается вдоль направления главных балок, а в крайних пролетах l_{o1} и над опорой В (см. рис. 9,а) принимается дополнительная сетка С2, площадь поперечного сечения арматуры которой вычисляется как разность между расчетной A_{s_1} или A_{s_2} (см. п. 5.1.2) и фактической площадью арматуры сетки С1. Сетка С2 укладывается вдоль направления главных балок, заводится на опору В и заканчивается в пролете l_2 или располагается вдоль направления второстепенных балок и заводится на опору В. В этом случае ее рабочие стержни поперечные.

Если диаметр стержней 6 мм и более, плиты армируются рулонными или плоскими сетками с поперечной рабочей арматурой. При этом рулонные сетки раскатываются вдоль второстепенных балок (см. рис. 10).

В пролетах, полностью окаймленных балками (см. рис. 8,б), площадь рабочей арматуры составляет 80% принятой для плит, не полностью окаймленных балками.

В пролетах сетки укладываются по низу плиты, а над опорами — второстепенными балками — по верху. Рулонные сетки переводятся из нижней в верхнюю зону на расстоянии $l/4$ пролета плиты от грани ее опоры.

Плиты могут армироваться плоскими сварными сетками, рабочие стержни их поперечные диаметром не менее 6 мм из арматуры класса А-III, распределительные — продольные диаметром 3...5 мм из арматуры класса Вр-I.

В пролетах сетки укладываются по низу плиты. На крайних опорах сетки заводятся на величину опирания плиты на стену за вычетом защитного слоя бетона и заканчиваются по грани второстепенной балки. Над средними опорами сетки заводятся за грань второстепенной балки на длину $l/4$ расчетного пролета плиты l_{o1} ; l_{o2} (см. рис. 10).

Площадь поперечного сечения рабочих стержней определяется расчетом (см. п. 5.1.2). В плитах, полностью окаймленных балками (полоса II), предусматриваются сетки, площадь рабочих стержней которых составляет 80% принятой для плит, не полностью окаймленных балками.

При армировании плиты рулонными сварными сетками над главными балками предусматриваются дополнительные сетки с поперечной рабочей арматурой (см. рис. 9). Если над опорами второстепенных балок проектируются плоские сварные сетки (см. рис. 10,б), над главной балкой дополнительные сетки не требуются.

Рабочие стержни сварных сеток (рулонных, плоских) должны заводиться за грань опоры плиты и заканчиваться приваренным к ним стержнем. Если последний находится на расстоянии, большем чем 10 диаметров рабочего стержня сетки, то в зоне ее анкеровки к рабочим стержням должен привариваться дополнительный анкерующий стержень.

5.4.2. Армирование плит вязаными сетками (отдельными стержнями)

При армировании плит вязаными сетками из отдельных стержней площадь их поперечного сечения определяется расчетом, а количество рабочих стержней на 1 м плиты принимается не менее 5 и не более 14. Расстояние между рабочими стержнями не более 200 мм, а между распределительными — 300...350 мм. Во всех местах перегибов рабочих стержней укладываются распределительные стержни.

Распределительная (монтажная) арматура должна составлять не менее 10...15% площади поперечного сечения рабочей арматуры и не менее трех стержней диаметром 6 мм класса А-I на 1 м. Они предназначены для сохранения требуемого расстояния между рабочими стержнями, распределения усилий между рабочими стержнями, препятствия раскрытию трещин в бетоне от усадки и температурных воздействий.

При наличии на перекрытии сосредоточенных и динамических нагрузок расстояние между стержнями распределительной арматуры уменьшается.

Для удобства производства работ количество стержней на 1 м плиты во всех пролетах и на опорах следует принимать одинаковым. Поэтому если в крайних пролетах арматуры требуется больше, чем в средних, то можно увеличить диаметры стержней, сохраняя постоянным их количество на 1 м во всех пролетах.

При толщине плиты 120 мм и более стержни отгибают (см. рис. 11) в верхнюю зону плиты на расстояние $l/6$ расчетного пролета l_{01} от грани опоры и заводят в смежный пролет за грань опоры на расстоянии $l/4$ l_{02} при $v/g < 3$ и на расстоянии $l/3$ l_{02} при $v/g > 3$. Отогнутые стержни заканчиваются прямыми крюками, которые упираются в опалубку для фиксации их проектного положения. Отгибы стержней выполняются под углом 30° при толщине плиты менее 150 мм и под 45° при ее толщине более 160 мм.

При опирании плиты на стену, учитывая ее частичное защемление, часть стержней из пролета отгибается в верхнюю зону, длина их прямолинейного участка составляет $l/10$ пролета. В нижней зоне плиты в этом случае должно оставаться не менее $l/3$ A_s или не менее трех стержней на 1 м плиты.

При толщине плиты менее 120 мм применяется так называемое раздельное армирование, т.е. для армирования используются стержни без отгибов (рис. 12). Средние пролеты могут армироваться сквозными стержнями. В целях экономии арматуры часть ее, начиная с восьми стержней на 1 м длины плиты, можно не доводить до опоры.

В верхней зоне плиты над главными балками предусматриваются дополнительные сетки или стержни (рис. 13). Площадь поперечного сечения их должна быть не менее $1/3$ площади сечения рабочей арматуры плиты. Стержни заводятся на $1/4$ пролета плиты в обе стороны от граней главной балки.

При опирании плиты на стену (крайняя опора) ее рабочая арматура должна быть надежно заанкерена, поэтому стержни вязаных сеток должны заканчиваться полукруглыми крюками. При этом за гранью опоры должно быть не менее одного распределительного стержня.

При армировании стержнями периодического профиля, когда у них нет крюков в пределах опоры, к концам стержней должен быть приварен анкерный стержень. Диаметр его равен диаметру рабочих стержней.

6. Проектирование второстепенной балки

6.1. Расчет второстепенной балки

6.1.1. Расчетные схема и пролеты, определение нагрузок и усилий

Второстепенная балка рассчитывается как многопролетная неразрезная конструкция, загруженная равномерно распределенной нагрузкой, состоящей из постоянной нагрузки — веса конструкции пола (покрытие, звукоизоляция, выравнивающий слой), плиты, ребра балки g_n и временной — V_n , принятой согласно заданию.

Равномерно распределенная нагрузка на балку собирается с полосы, равной пролету плиты, т.е. расстоянию между осями второстепенных балок (рис. 14).

Расчетная схема второстепенной балки (рис. 15) определяется количеством ее пролетов. При шести и более пролетах балки рассчитывают как пятипролетные. При этом все средние пролеты, начиная с третьего, проектируются по второму пролету пятипролетной балки. Если в схеме менее пяти пролетов, она соответствует их количеству.

Для вычисления расчетных пролетов второстепенной балки предварительно задаются размерами поперечного сечения главной балки, ее ширину принимают $b = 250 \dots 350$ мм.

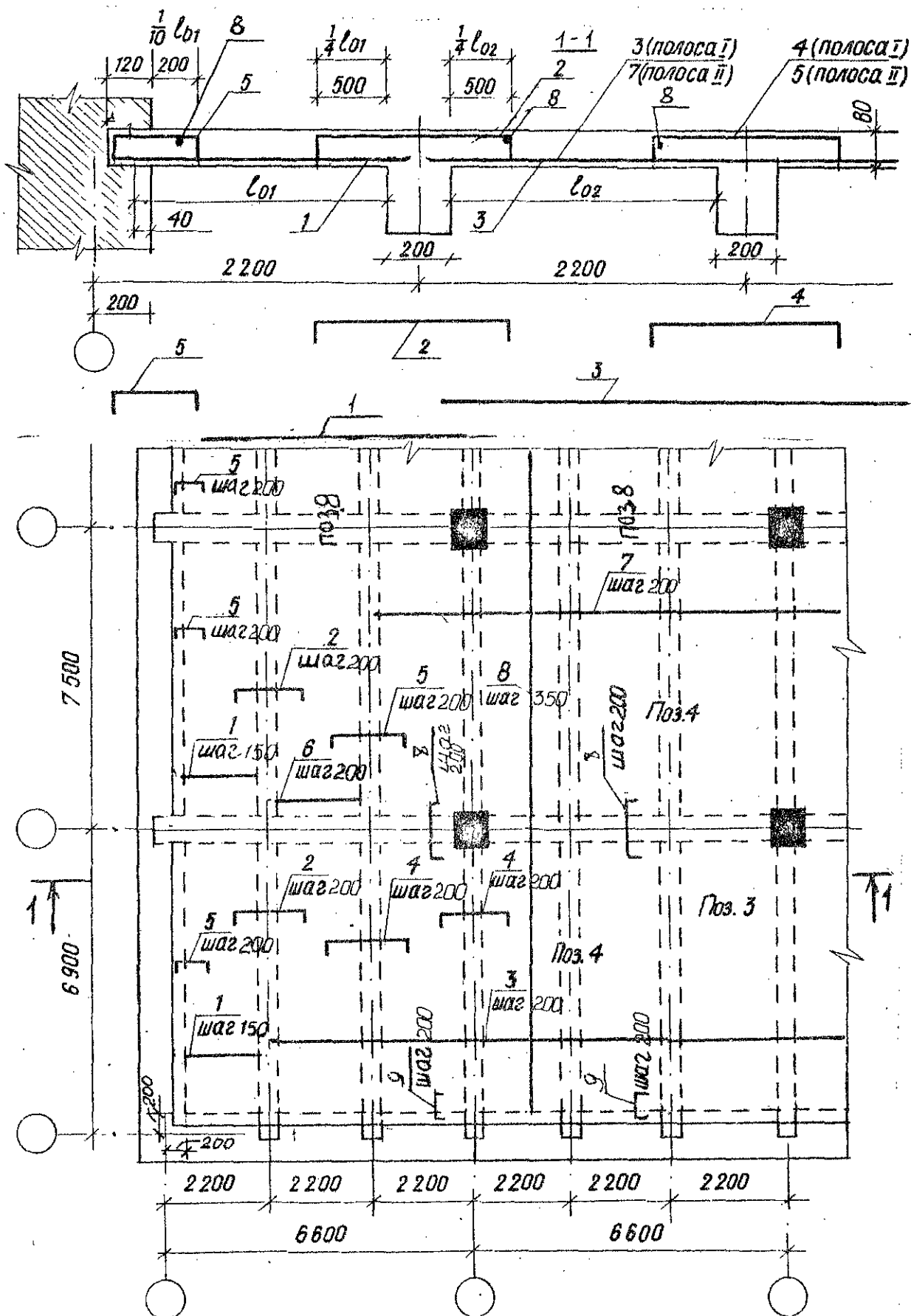


Рис. 12. Армирование плиты вязаными сетками из гладких стержней без отгибов

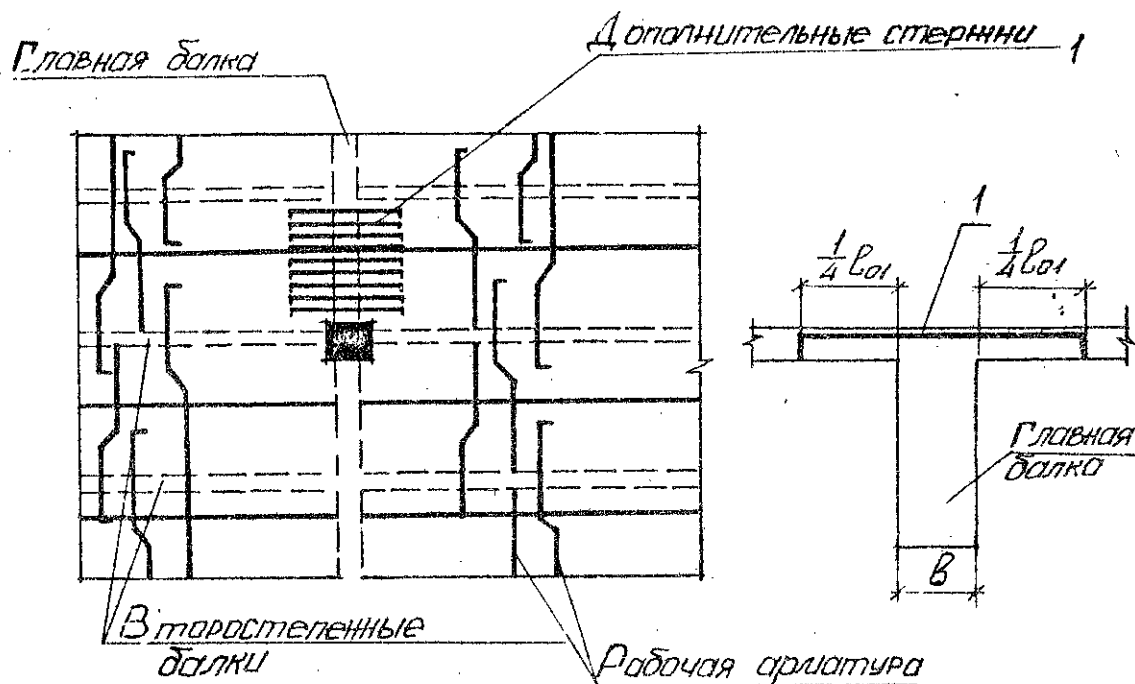


Рис. 13. Дополнительные стержни над главной балкой

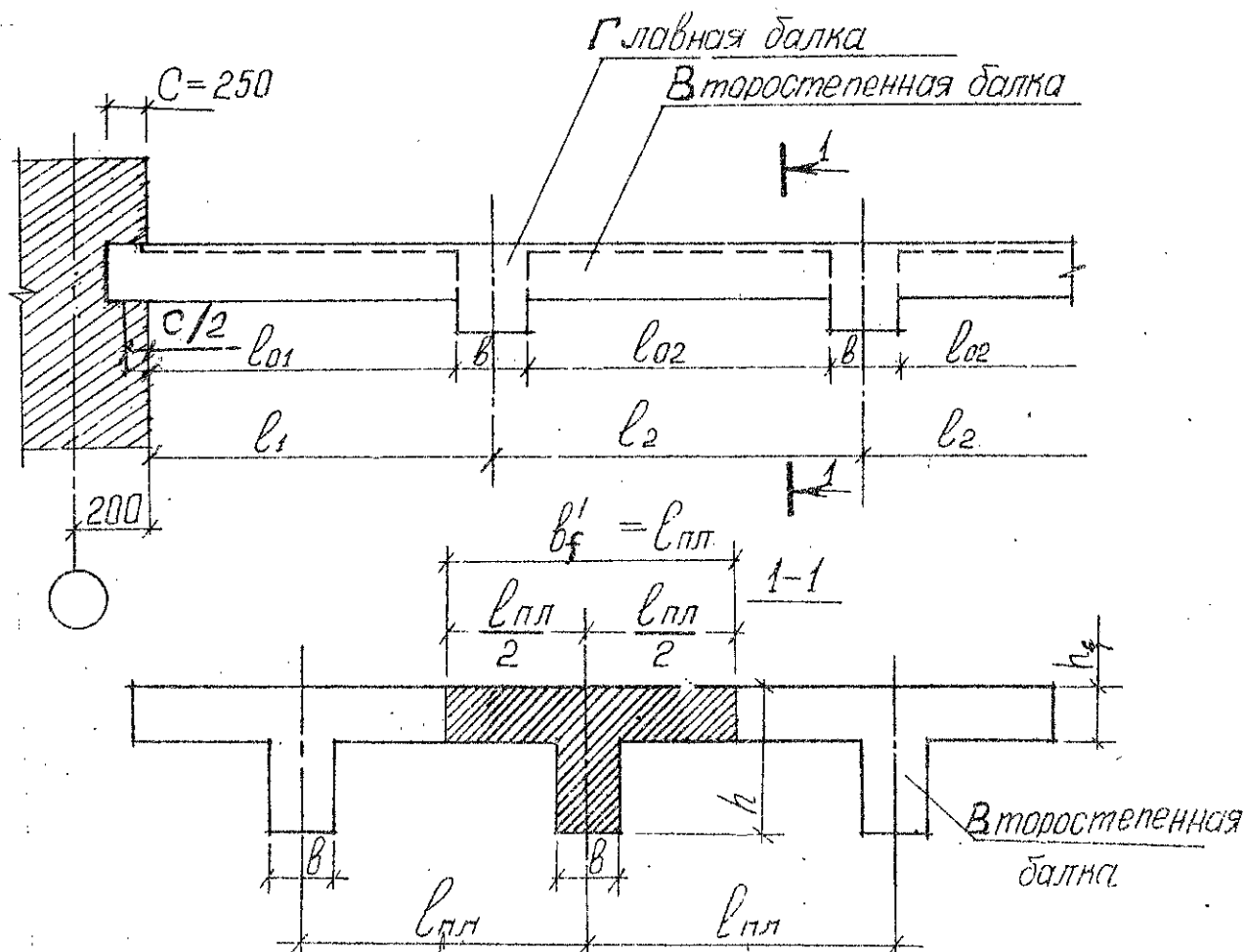


Рис. 14. К расчету второстепенной балки

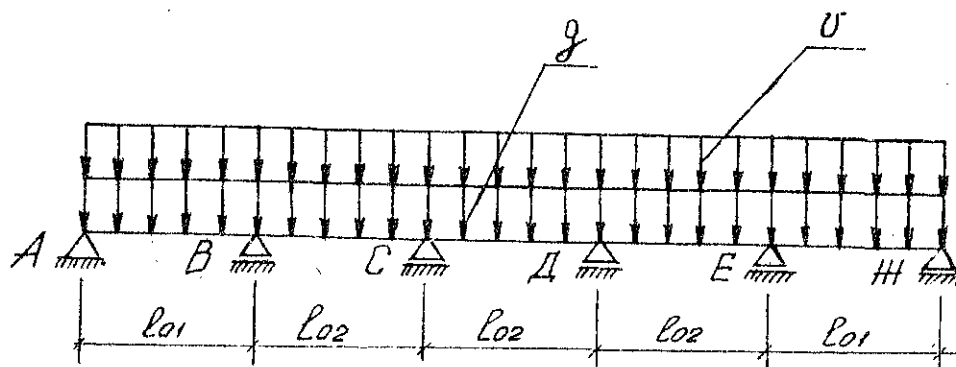


Рис. 15. Расчетная схема второстепенной балки

Величины расчетных пролетов (см. рис. 14):
средних

$$l_{o2} = l_2 - 2 \frac{b}{2},$$

крайних

$$l_{o1} = l_1 - \frac{b}{2} + \frac{c}{2},$$

где b — ширина главной балки; c — длина опирания балки на стену, кратная размеру камня кладки.

При наличии по контуру перекрытия обвязочных балок расчетный пролет (крайний) принимается равным расстоянию в свету между гранями главной и обвязочной балок [5].

Расчетные усилия во второстепенной балке определяются с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций в бетоне. Эпюры усилий показаны на рис. 16. Ординаты огибающей эпюры изгибающих моментов вычисляются по зависимости

$$M_{\max}^{\min} = \pm \beta (g + v) l_o^2,$$

где $+\beta, -\beta$ — коэффициент, принимаемый соответственно для положительных и отрицательных моментов.

Их значения для пролетных и опорных моментов принимаются в зависимости от отношения v/g согласно рис. П.1.

Поскольку в проекте огибающую эпюру изгибающих моментов строить не нужно, максимальные значения ординат эпюры вычисляются из условий:

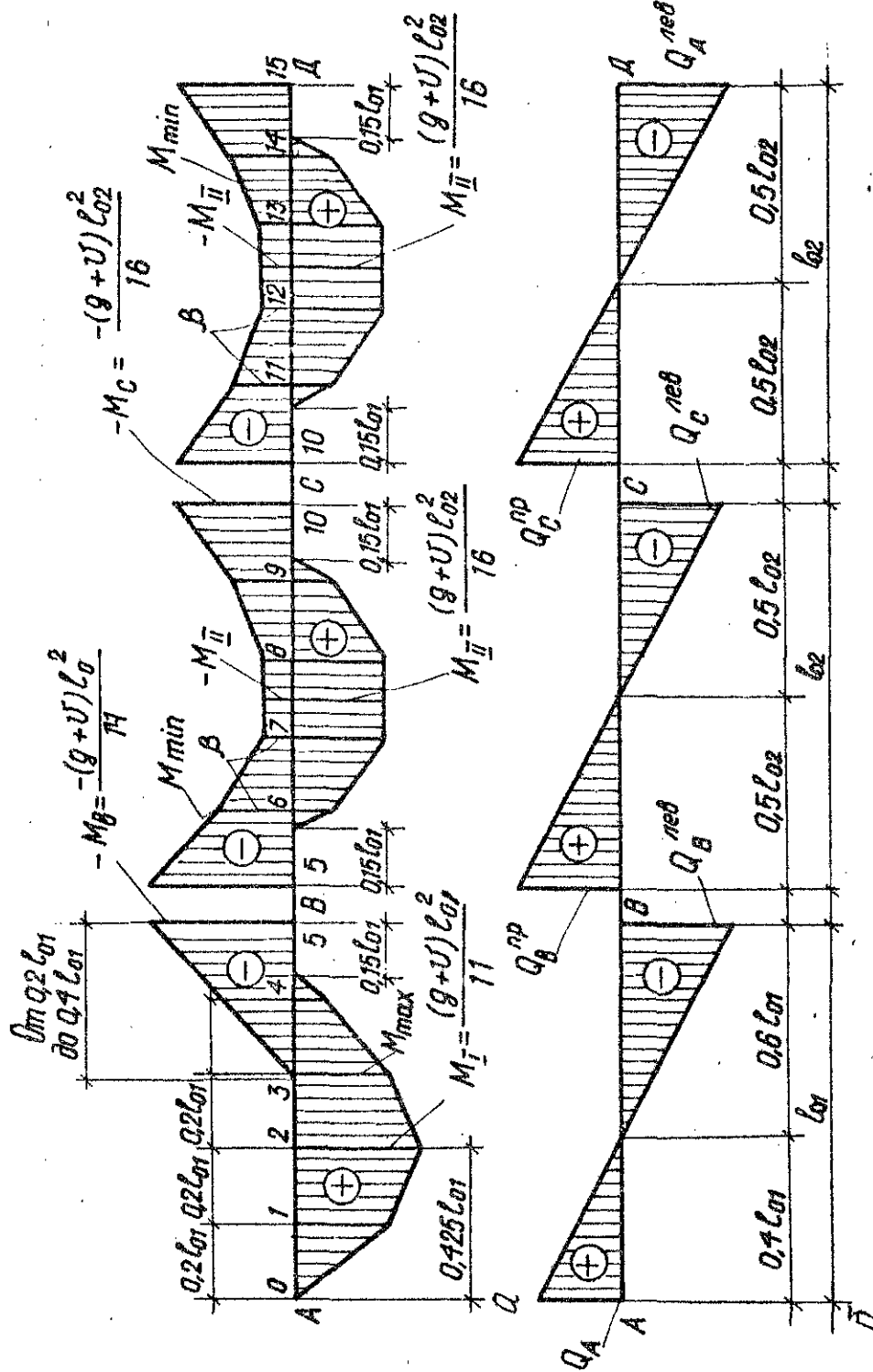


Рис. 16. Эпюры усилий: а - огибающая эпюры моментов M ; б - эпюра перерезывающих сил

в крайнем пролете

$$M_I = \frac{(g + v) \ell_{o1}^2}{11},$$

на грани первой промежуточной опоры

$$M_B = \frac{(g + v) \ell_o^2}{14},$$

в средних пролетах и на гранях средних опор

$$M_{II} = -M_c = \pm \frac{(g + v) \ell_{o2}^2}{16}.$$

Величины перерезывающих сил на гранях опор: свободной А.

$$Q_A = 0,4 (g + v) (\ell_{o1} - 0,5 c),$$

первой промежуточной В слева

$$Q_B^{\wedge} = 0,6 (g + v) (\ell_{o1} - 0,5 c),$$

первой промежуточной В справа

$$Q_B^{пр} = 0,5 (g + v) \ell_{o2},$$

всех остальных слева и справа

$$-Q_c^{\wedge} = +Q_c^{пр} = \pm 0,5 (g + v) \ell_{o2}.$$

Неравнопролетные второстепенные балки с пролетами, отличающимися друг от друга не более чем на 10%, рассчитываются как равнопролетные; при этом опорные моменты следует определять по большему смежному пролету [4].

6.1.2. Расчет прочности нормальных сечений

Высота сечения второстепенных балок принимается 350, 400, 450, 500 мм, т.е. кратной 50 мм.

При определении площади сечения рабочей арматуры в пролетах согласно положительным значениям изгибающих моментов балку рассчитывают как конструкцию таврового профиля с полкой в сжатой зоне (см.

рис. 14). Ширина полки b_f' , вводимой в расчет, принимается в зависимости от отношения h_f'/h , при $h_f' \geq 0,1 h$ и наличии поперечных ребер b_f' принимается равной расстоянию между осями второстепенных балок; при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами и при $h_f' \leq 0,1 h$

$$b_f' = 12 h_f' + b.$$

При вычислении площади сечения рабочей арматуры над опорами и во втором пролете по отрицательным значениям изгибающих моментов в расчете учитывается ширина прямоугольного профиля сечения, так как плита в этом случае находится в растянутой зоне.

Предварительно принятую высоту второстепенной балки (см. подразд. 1.3) проверяют по наибольшему изгибающему моменту M_{max} .

Рабочую высоту сечения определяют из условия $h_0 = \sqrt{\frac{M_{max}}{R_b b \alpha_m}}$

Тогда полная высота сечения второстепенной балки

$$h = h_0 + a,$$

где a — расстояние от низа балки до центра тяжести площади продольных рабочих стержней.

При армировании балки сварными каркасами и расположении рабочих стержней внизу ребра в один ряд, $a = 35$ мм, в два ряда — $a = 55$ мм (рис. 17, а). При армировании плиты на опорах рулонными сварными сетками и расположении рабочих стержней в один ряд $a = 20$ мм, в два ряда — $a = 45$ мм (рис. 17, б).

При армировании балки вязаными каркасами и вязаными сетками расстояние a рабочих стержней, расположенных внизу ребра в один ряд, принимается $a = 30$ мм (рис. 18, а, б), в два ряда внизу и вверх $a = 55$ мм (рис. 18, в).

Коэффициент $\alpha_m = \xi (1 - 0,5 \xi)$ или его принимают по [11, табл. П.1] в зависимости от значения коэффициента ξ , которое для балок находится в пределах 0,35.

Приняв предварительно высоту рабочего сечения балки, расположение рабочих стержней в сечении, рассчитывают прочность нормальных к продольной оси элемента сечений. Для этого согласно заданию принимают расчетные характеристики бетона R_b и продольной рабочей арматуры R_s , определяют площади поперечного сечения стержней A_s и их количество в наиболее характерных сечениях балки в зонах наибольших

изгибающих моментов в пролетах и на гранях опор балки (рис. 19). Количество продольных рабочих стержней уточняют при конструировании каркасов.

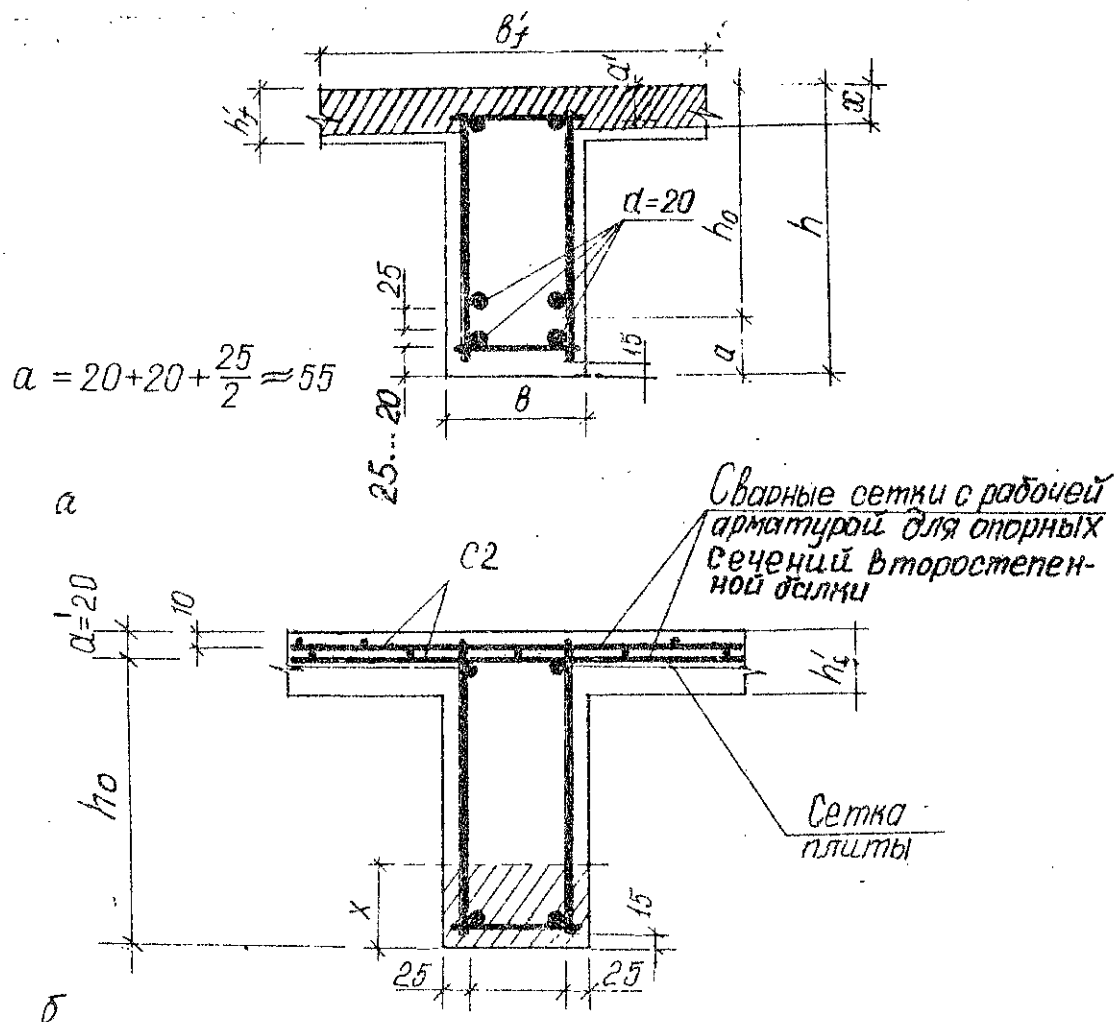


Рис. 17. Размещение сварных каркасов и сеток в сечениях второстепенной балки: а - в пролете; б - на опоре

Прочность нормальных сечений рассчитывают по [8, блок-схема 8; 11, блок-схема 14].

6.1.3. Расчет прочности наклонных сечений

В изгибаемых элементах от действия внешних нагрузок вблизи опор возникают изгибающие моменты и поперечные силы. Хотя разрушение изгибаемых элементов по наклонным сечениям является следствием совместно-

го действия изгибающего момента M и поперечной силы Q , наклонные сечения рассчитываются отдельно на действие сжимающих усилий в стенке балки между наклонными трещинами, поперечных сил и изгибающих моментов.

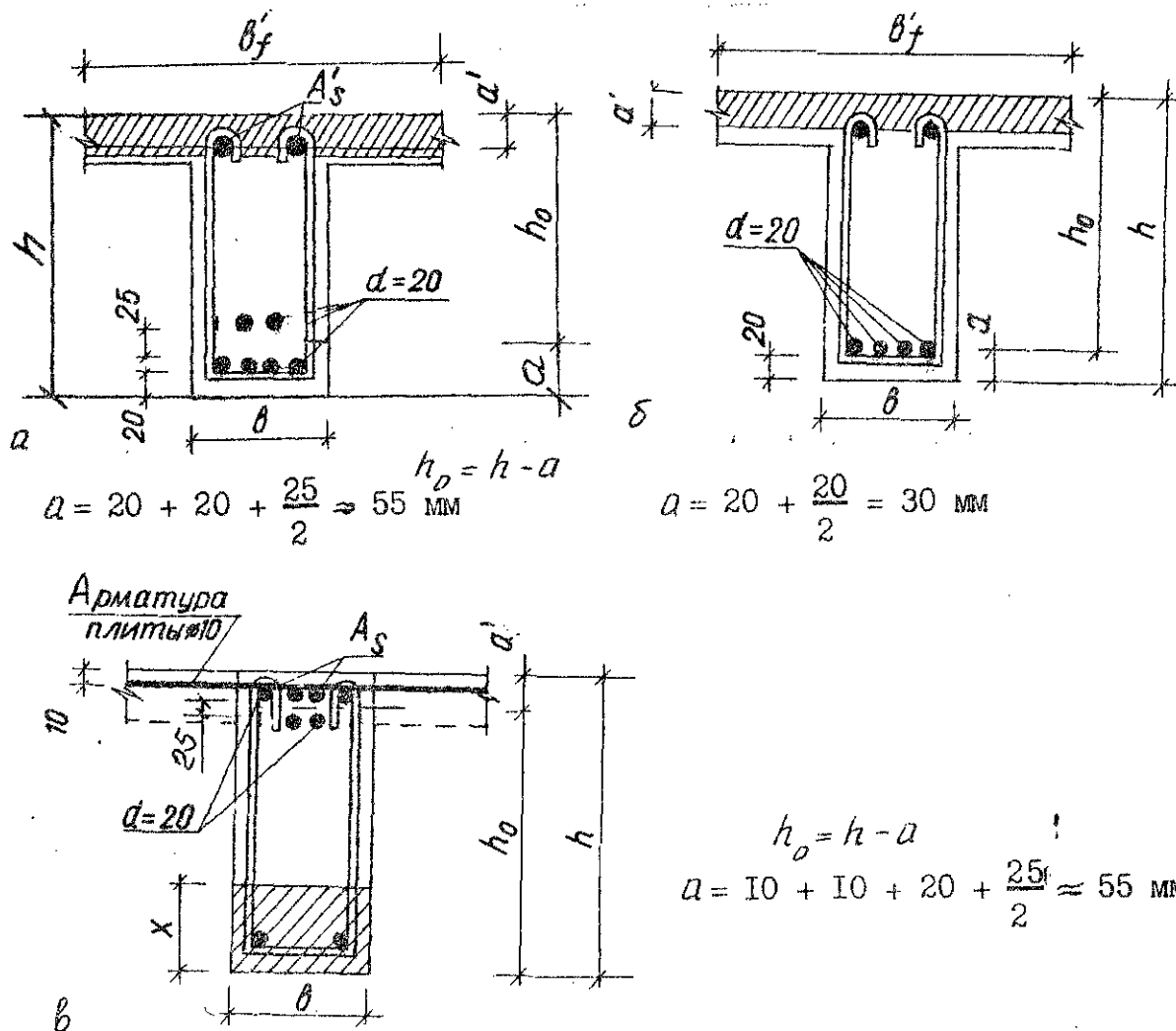


Рис. 18. К расчету рабочей высоты сечения при армировании второстепенной балки вязаными каркасами: а — в пролете при размещении арматуры в два ряда; б — то же в один ряд; в — на опоре

Основное уравнение прочности наклонного сечения на действие поперечной силы элемента, армированного поперечной арматурой без отогнутых стержней, выводится из условия равновесия пропорциональной части железобетонного элемента, находящегося под действием внешних и внутренних сил:

$$Q \leq \sum R_{sw} A_w + Q_8,$$

где Q – равнодействующая всех поперечных сил от внешних нагрузок;
 $R_{sw} A_w$ – усилие, воспринимаемое поперечными стержнями; Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны,

$$Q_b = \varphi_{b\gamma} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2 / \sigma.$$

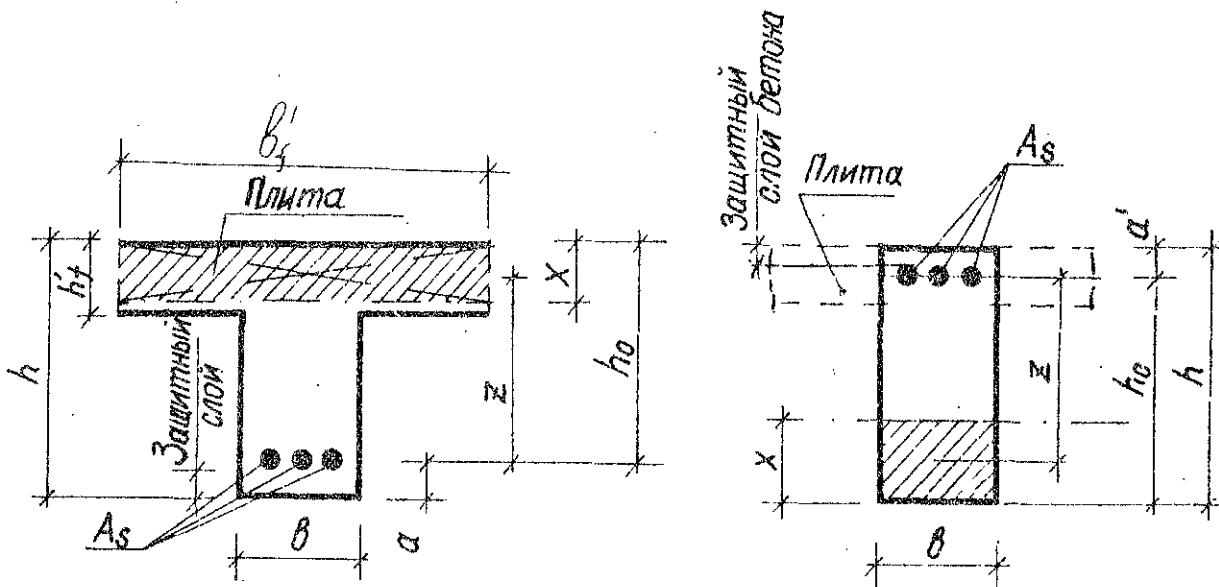


Рис. 19. К определению площади сечения рабочей арматуры:
 а – в пролетах; б – на опорах и во втором пролете по отрицательным значениям изгибающих моментов

При соблюдении условия $Q \leq Q_b$ поперечная арматура устанавливается по конструктивным требованиям.

При равномерно распределенной нагрузке поперечная сила

$$Q = Q_{max} - q_1 c,$$

где Q_{max} – поперечная сила у грани опоры; q_1 – интенсивность распределенной нагрузки на длине проекции наклонной трещины; c – длина проекции наклонной трещины, которая определяется в зависимости от неравенства $q_1 \leq q_a$:

$$\text{при } q_1 \leq q_a \quad c = 2,5 h_o; \quad q_a = 0,16 \varphi_{b\gamma} (1 + \varphi_n) R_{bt} b;$$

$$\text{при } q_1 > q_a \quad c = \sqrt{\varphi_{b\gamma} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2 / q_1};$$

$\varphi_{\beta 4}$ - коэффициент для тяжелого бетона принимается $\varphi_{\beta 4} = 1,5$; φ_n - коэффициент, учитывающий влияние предварительного обжатия арматурой, $\varphi_n = 0$.

При условии $Q > Q_{\beta}$ поперечная арматура рассчитывается по [8, блок-схема I4; II, блок-схема 2I].

В блок-схеме [II, блок-схема I4, п. 4.4.5] вместо q_{sw2} следует принимать q_{sw3} . При расчете прочности наклонных сечений [8] нужно учитывать $h_o = 400 - 20 = 380$ мм вместо $h_o = 400 - 55 = 345$ мм, $c = 2,5 h_o = 2,5 \cdot 380 = 950$ мм вместо $c = 2,5 \cdot 200 = 500$ мм, $K = 1 + \varphi_f = 1 + 0$ вместо $K = 1 + \varphi_f = 1 + 0,16 = 1,16$.

Если прочность наклонных сечений вблизи опор не обеспечивается вертикальными хомутами; то при вязаных каркасах предусматриваются отогнутые рабочие стержни A_{inc} , площадь поперечного сечения которых должна быть не более $1/2 A_s$ площади всей продольной рабочей арматуры в нижней растянутой зоне элемента.

Тогда прочность наклонных сечений рассчитывается из условия

$$Q \leq Q_{\beta} + Q_{sw} + Q_{inc}.$$

Так как площадь отогнутой арматуры A_{inc} одной плоскости опорного сечения элемента включается в общую площадь рабочей арматуры A_s на опоре, определяемую из расчета по нормальным сечениям, то усилие, воспринимаемое отогнутыми стержнями, определяется из зависимости

$$Q_{inc} = A_{inc} R_{sw} \sin \alpha,$$

где α - угол наклона отогнутых стержней к продольной оси элемента, для балок высотой $h \leq 800$ мм принимается $\alpha = 45^\circ$, для балок свыше 800 мм $\alpha = 60^\circ$.

Дальнейший расчет наклонных сечений балок, армированных хомутами и отогнутыми стержнями, производится на действие перерезывающей силы Q согласно блок-схеме I4 [8] за вычетом усилия Q_{inc} :

$$Q - Q_{inc} = Q_{\beta} + Q_{sw}.$$

При этом необходимо проверить прочность наклонного сечения за пределами отгиба.

6.2. Примеры расчета балки

6.2.1. Расчетная схема, пролеты, нагрузки и усилия (изгибающие моменты и перерезывающие силы). Определение рабочей высоты сечения балки

Вариант I. При компоновке конструкций перекрытия (см. рис. 4,а) балки второстепенные четырехпролетные, загруженные равномерно распределенной нагрузкой.

Крайними опорами балок являются стены здания, средними — главные балки.

Для перекрытия варианта I (см. рис. 4,а):

расчетные пролеты при ширине главной балки $b = 300$ мм,

$$\text{средние } \ell_{02} = 7500 - 2 \frac{300}{2} = 7200 \text{ мм,}$$

$$\text{крайние } \ell_{01} = 6700 - \frac{300}{2} + \frac{250}{2} = 6675 \text{ мм;}$$

разница между расчетными пролетами

$$\frac{7200 - 6675}{7200} \cdot 100\% = 8 < 10\%.$$

Расчетная нагрузка на 1 м длины балки с полосы $\ell_2 = 2200$ мм:

массы пола и железобетонной плиты (см. табл. 5)

$$q \cdot \ell_2 = 3,222 \cdot 2,2 = 7,3 \text{ кН/м;}$$

веса 1 м длины ребра второстепенной балки

$$(h - h_f) b_p \gamma_f \cdot 0,95 = (500 - 80) \cdot 200 \cdot 2500 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \times 0,95 = 2,17 \text{ кН/м.}$$

Постоянная нагрузка

$$q = 7,3 + 2,17 = 9,47 \text{ кН/м,}$$

полезная (временная) нагрузка

$$V = 15,39 \cdot 2,2 = 33,86 \text{ кН/м.}$$

Полная расчетная нагрузка на 1 м длины балки

$$q = 9,47 + 33,86 = 43,33 \text{ кН/м.}$$

Усилия от расчетных нагрузок:

$$\text{в крайних пролетах} \quad M_I = \frac{q \ell_{01}^2}{11} = \frac{43,33 \cdot 6,675^2}{11} = 175,5 \text{ кН}\cdot\text{м,}$$

на грани первой промежуточной опоры B

$$M_B = \frac{q \ell_{a2}^2}{14} = \frac{43,33 \cdot 7,2^2}{14} = 160,4 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

в средних пролетах и на гранях средних опор при $\ell_{a2} = 7,2 \text{ м}$

$$M_{II} = M_C = \pm \frac{43,3 \cdot 7,2^2}{16} = \pm 140,4 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Ординаты эпюры огibaющих моментов определяются в сечениях через $0,2 \ell_0$ (см. рис. П.1).

$$M_{\max} = \pm \beta (q + v) \ell_0^2$$

при условии $\frac{v}{q} = \frac{33,86}{9,47} = 3,58.$

Вычисленные ординаты огibaющей эпюры изгибающих моментов сведены в табл. 6.

Таблица 6

Ординаты огibaющих эпюр моментов

Номер пролета	Номер сечения	Расстояние от левой опоры через $0,2$	Коэффициенты		$(q + v) \ell_0^2$	Расчетные изгибающие моменты, кН·м	
			$+\beta$	$-\beta$		M_{\max}	M_{\min}
I	1	0,2	0,065	—		125,5	—
	2	0,4	0,090	—	$(9,47 + 33,86) \times$	173,8	—
	2	0,4	0,090	—	$\times 6,675^2 = 1930,6$	175,5	—
	3	0,6	0,075	—		144,8	—
	4	0,8	0,020	—		38,6	—
	5	1,0	—	1,14		—	160,4
II	6	0,2	0,018	0,052		40,4	116,8
	7	0,4	0,058	0,03	$(9,47 + 33,86) \times$	130,3	67,4
	7	0,5	1/16	—	$\times 7,2^2 = 2246$	140,4	—
	8	0,6	0,058			130,3	56,2
	9	0,8	0,018	0,035		40,4	78,6
	10	1,0	—	1/16		—	140,4

Нулевые точки положительной эпюры моментов M_{\max} при условии $v/q = 0,5 \dots 5,0$ расположены на расстоянии $0,15 \ell_0$ от граней опор в пролетах:

крайних $0,15 \ell_{01} = 0,15 \cdot 6,675 = 1000 \text{ мм}$;

средних $0,15 \ell_{02} = 0,15 \cdot 7200 = 1080 \text{ мм}$.

Положение нулевой точки эпюры M_{min} при $v/g = 3,58$ в крайних пролетах составляет $0,2 \ell_{01}$, т.е. $0,2 \ell_{01} = 0,2 \cdot 6675 = 1340 \text{ мм}$.

Ординаты эпюры перерезывающих сил (см. рис. 16,б) на гранях опор: свободной

$$Q_A = 0,4 (9,47 + 33,86) \cdot (6,675 - 0,5 \cdot 0,25) = 113,5 \text{ кН},$$

первой промежуточной В слева

$$Q_B^{\Lambda} = 0,6 \cdot 43,33 (6,675 - 0,5 \cdot 0,25) = 170,3 \text{ кН},$$

справа, средней опоры С слева и справа

$$-Q_B^{\Pi} = Q_C^{\Lambda} = -Q_C^{\Pi} = \pm 0,5 \cdot 43,3 \cdot 7,2 = 156 \text{ кН}.$$

Размеры сечения балки при изгибающем моменте по грани опоры В $M_B = -160,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Принимая $\xi = 0,35$, вычисляем

$$\alpha_m = 0,35 (1 - 0,5 \cdot 0,35) = 0,288$$

или принимаем значение этого коэффициента по [10, табл. П.1].

Рабочая высота сечения при ширине ребра $b = 200 \text{ мм}$

$$h_0 = \sqrt{\frac{160,4 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 0,288}} = 518 \text{ мм}.$$

При армировании второстепенной балки в пролетах сварными каркасами и на опорах сварными сетками $a' = 20 \text{ мм}$. Тогда ее высота $h = 518 + 20 = 538 \text{ мм}$.

Принимаем $h = 550 \text{ мм}$; $h_0 = 550 - 20 = 530 \text{ мм}$.

При армировании балки вязаными каркасами из отдельных стержней $a' = 53 \text{ мм}$, $h = 518 + 53 = 571 \text{ мм}$ принимаем $h = 600 \text{ мм}$ (см. рис. 18). Тогда $h_0 = 600 - 53 = 547 \text{ мм}$.

6.2.2. Прочность нормальных сечений

Определяем рабочую высоту сечения в пролетах (см. рис. 19,а), принимая рабочие стержни диаметром 20 мм и защитный слой бетона 20 мм.

При расположении рабочих стержней в два ряда

$$h_0 = 550 - (20 + 20 + 25/2) = 497 \text{ мм},$$

в один ряд

$$h_o = 550 - (20 + 20/2) = 520 \text{ мм.}$$

Рабочая высота сечения на опоре (см. рис. 19,б) при армировании балки двумя сварными сетками $h_o = 530$ мм.

Для варианта армирования балки в пролетах сварными каркасами, а на опорах сварными сетками при продольных рабочих стержнях из арматуры класса А-П с расчетным сопротивлением $R_s = 280$ МПа и сварными сетками из обыкновенной арматурной проволоки класса Вр-I диаметром 5 мм; $R_s = 360$ МПа (см. табл. П.3).

Ширину полки таврового профиля балки, включаемую в расчет, принимаем из условия $h'_f > 0,1 h$; $b'_f = 2200$ мм.

Площадь поперечного сечения продольных рабочих стержней в крайних пролетах, мм^2 :

$$\alpha_m = \frac{M_I}{R_b b'_f h_o^2} = \frac{175,5 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2200 \cdot 497^2} = 0,031.$$

Согласно [11, табл. П.1] величине $\alpha_m = 0,031$ соответствует значение коэффициента $\zeta = 0,984$

$$A_s = \frac{M_I}{R_s \zeta h_o} = \frac{175,5 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,984 \cdot 497} = 1281 \text{ мм}^2.$$

При двух каркасах в сечении балки принимаем (см. табл. П.4)
 $2 \varnothing 20 + 2 \varnothing 22$

$$A_s = 628 + 760 = 1388 > 1281 \text{ мм}^2.$$

Верхние стержни каркасов крайних пролетов назначаем конструктивно $2 \varnothing 10$ АП.

В средних пролетах

$$\alpha_m = \frac{140,4 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2200 \cdot 497^2} = 0,025;$$

значению $\alpha_m = 0,025$ соответствует $\zeta = 0,986$.

$$A_s = \frac{140,4 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,986 \cdot 497} = 1023 \text{ мм}^2.$$

При двух каркасах $2 \varnothing 20$ и $2 \varnothing 18$ АП принимаем $A_s = 628 + 509 = 1137 > 1023 \text{ мм}^2$.

Площадь и количество верхних стержней средних пролетов определяем из расчета среднего значения отрицательного момента в сечениях 6

и 7 (см. рис. 16, а):

$$M_{min} = \frac{116,8 + 67,4}{2} = 92,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

При $Q' = 50 \text{ мм}$ $h_o = 550 - 50 = 500 \text{ мм}$,

$$\mathcal{L}_m = \frac{92,1 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 500^2} = 0,178.$$

Значению $\mathcal{L}_m = 0,178$ соответствует значение коэффициента $\zeta = 0,9$

$$A_s = \frac{92,1 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,9 \cdot 500} = 730 \text{ мм}^2.$$

В каждом каркасе по одному стержню диаметром 22 мм (всего два диаметра 22 АП), принимаем $A_s = 760 > 730 \text{ мм}^2$.

На опоре В:

$$\mathcal{L}_m = \frac{160,4 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 530^2} = 0,275.$$

Значению $\mathcal{L}_m = 0,275$ соответствует $\zeta = 0,835$

$$A_{s_b} = \frac{160,4 \cdot 10^6}{360 \cdot 0,835 \cdot 530} = 1182 \text{ мм}^2.$$

Расчетную площадь арматуры A_{s_b} размещаем в плите на участке, равном расстоянию между осями второстепенных балок $\ell = 2,2 \text{ м}$.

При количестве сеток $n = 2$ площадь их арматуры на 1 м длины

$$f_{s_b} = \frac{1182}{2,2 \cdot 2} = 269 \text{ мм}^2.$$

Согласно вычисленной площади (269 мм^2) в сортаменте нет сетки из проволоки класса Вр-1. Поэтому принимаем сетку с поперечным рабочим стержнем класса А-III диаметром 6...8 мм и производим перерасчет пропорционально расчетным сопротивлениям арматуры:

$$\frac{f_s R_s}{R_s} = \frac{269 \cdot 360}{355} = 273 \text{ мм}^2.$$

Принимаем сетку CI $\frac{6\text{AIII}-100}{4\text{Bp}-1-350}$.

Таким образом, на опоре В балку армируем двумя сетками с рабочей арматурой диаметром 6 АIII. Площадь рабочей арматуры

$$A_s = 283 \cdot 2 \cdot 2,2 = 1245 > 1182 \text{ мм}^2,$$

на опоре C

$$\alpha_m = \frac{140,4 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 530^2} = 0,294.$$

Значению $\alpha_m = 0,294$ соответствует $\xi = 0,82$,

$$A_s = \frac{140,6 \cdot 10^6}{355 \cdot 0,82 \cdot 530} = 1005 \text{ мм}^2.$$

При армировании балки двумя сварными сетками ($n = 2$) с поперечными рабочими стержнями диаметром 6 мм класса А-III расчетная площадь арматуры

$$f_s = \frac{1005}{2,2 \cdot 2} = 228 \text{ мм}^2.$$

Принимаем две сетки С2 с поперечной рабочей арматурой диаметром 6АIII: С2 $\frac{4 \text{ Вр-I} - 350}{6 \text{ АIII} - 100}$.

Площадь рабочей арматуры

$$A_s = 283 \cdot 2 \cdot 2,2 = 1245 > 1005 \text{ мм}^2.$$

Армирование балки в пролетах и на опоре, а также конструирование каркасов (поз. 1 и 2) и сеток (подразд. 3.3, поз. 3 и 4) показано на рис. 20.

Для варианта армирования балки в пролетах и над опорами вязаными каркасами принимаем продольные рабочие стержни из арматуры класса А-П, $R_s = 280 \text{ МПа}$.

Рабочая высота сечений балки в пролетах:

при диаметре стержней 20 мм и защитном слое бетона - 20 мм;

при расположении стержней в один ряд $h_o = 600 - (20 + 20/2) = 570 \text{ мм}$.

Рабочая высота в опорных сечениях при защитном слое бетона - 10 мм, а также при диаметре верхних монтажных стержней 10 мм; диаметре рабочих стержней - 20 мм равна:

при расположении стержней в один ряд

$$h_o = 600 - (10 + 10 + 20/2) = 570 \text{ мм},$$

в два ряда и расстоянии между ними 25 мм

$$h_o = 600 - (10 + 10 + 20 + 25/2) = 547 \text{ мм}.$$

Площадь поперечного сечения продольных рабочих стержней в крайних пролетах

$$\alpha_m = \frac{175,5 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2200 \cdot 570^2} = 0,024.$$

Значению $\alpha_m = 0,024$ соответствует $\xi = 0,986$

$$A_s = \frac{175,5 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,986 \cdot 570} = 1115 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $(2 \varnothing 18 + 2 \varnothing 20)$, $A_s = 509 + 628 = 1137 > 1115 \text{ мм}^2$:
в средних пролетах

$$\alpha_m = \frac{140,4 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2200 \cdot 570^2} = 0,019.$$

Значению $\alpha_m = 0,019$ соответствует $\xi = 0,99$:

$$A_s = \frac{140,4 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,99 \cdot 570} = 888 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $2 \varnothing 16 + 2 \varnothing 18$, $A_s = 402 + 509 = 911 > 888 \text{ мм}^2$.

Верхние стержни крайних пролетов монтажные и принимаются конструктивно $2 \varnothing 10$ АП.

Верхние стержни средних пролетов определяются из расчета среднего значения отрицательного момента в сечениях 6 и 7 (см. рис. 16,а):

$$M_{min} = \frac{116,8 + 67,4}{2} = 92,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\alpha_m = \frac{92,1 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 570^2} = 0,137.$$

Значению $\alpha_m = 0,137$ соответствует $\xi = 0,927$

$$A_s = \frac{92,1 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,927 \cdot 570} = 622 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $2 \varnothing 20$, $A_s = 628 > 622 \text{ мм}^2$:
на опоре B

$$\alpha_m = \frac{160,4 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 547^2} = 0,259.$$

Значению $\alpha_m = 0,259$ соответствует $\xi = 0,847$

$$A_s = \frac{160,4 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,847 \cdot 547} = 1214 \text{ мм}^2,$$

на опоре C

$$\alpha_m = \frac{140,4 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 547^2} = 0,226.$$

Значению $\alpha_m = 0,226$ соответствует $\xi = 0,87$,

$$A_s = \frac{140,4 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,87 \cdot 547} = 1053 \text{ мм}^2.$$

Опорные сечения балки армируются стержнями, отгибаемыми от соседних пролетов. Монтажные стержни 2 \emptyset 10 заменяются дополнительными стержнями большего диаметра, площадь поперечного сечения которых определяется как разница между площадью, требуемой по расчету, и площадью стержней, отогнутых из пролета.

На опору *B* отгибаются стержни: из крайнего пролета 2 \emptyset 18 АП, $A_s = 509 \text{ мм}^2$; из среднего пролета - 2 \emptyset 16 АП, $A_s = 402 \text{ мм}^2$. Тогда дополнительно над опорой взамен 2 \emptyset 10 АП укладываются 2 \emptyset 14 АП, $A_s = 308 \text{ мм}^2$.

Площадь арматуры над опорой *B*

$$A_s = 509 + 402 + 308 = 1219 > 1214 \text{ мм}^2.$$

На опору *C* отгибаются стержни: из левого пролета - 2 \emptyset 16 АП, $A_s = 402 \text{ мм}^2$, из правого - 2 \emptyset 18 АП, $A_s = 509 \text{ мм}^2$ и дополнительные стержни 2 \emptyset 10 АП; $A_s = 157 \text{ мм}^2$.

Итого на опоре *C* $A_s = 402 + 509 + 157 = 1068 > 1053 \text{ мм}^2$.

Кроме отогнутых и дополнительных стержней на гранях опор предусмотрены стержни-утки, сечение которых определяется расчетом по поперечной силе *Q*.

Площадь поперечного сечения стержней уток, а также площадь отогнутых из пролетов на опору на расстоянии менее 0,5 высоты балки *h* от грани опоры в расчетном сечении верхней продольной рабочей арматуры A_s на опоре не учитываются.

6.2.3. Прочность наклонных сечений

Максимальная перерезывающая сила на опоре *B* слева

$$Q_{\max} = 170,3 \text{ кН}.$$

Рабочая высота сечения второстепенной балки на опоре при армировании двумя сетками

$$h_o = h - a' = 550 - 20 = 530 \text{ мм},$$

где $a' = 20 \text{ мм}$.

Погонное усилие на длине проекции наклонной трещины

$$q_1 = q + v \cdot 0,5 = 9,47 + 33,86 \cdot 0,5 = 26,4 \text{ кН/м},$$

$$q_a = 0,16 \psi_{b4} R_{bt} = 0,16 \cdot 1,5 \cdot 0,81 \cdot 200 = 38,9 \text{ кН/м},$$

$$R_{bt} = 0,9 \text{ МПа} \cdot 0,9 = 0,81 \text{ МПа}.$$

Так как $q_1 = 26,4 < q_a = 38,9 \text{ кН/м}$, проекция наклонной трещины

$$c = 2,5 \quad h_o = 2,5 \cdot 530 = 1325 \text{ мм}.$$

Перерезывающая сила на конце длины проекции наклонной трещины

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 170,3 - 26,4 \cdot 1,325 = 135,3 \text{ кН}.$$

Перерезывающая сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны сечения балки,

$$Q_b = \frac{\psi_{b4} R_{bt} b h_o^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 0,81 \cdot 200 \cdot 530^2}{1325} = 51,5 \text{ кН},$$

$Q = 135,3 > Q_b = 51,5 \text{ кН}$. Поскольку условие не выполняется, требуется рассчитать поперечную арматуру.

Дальнейший расчет выполняем [8, блок-схема 14 или 11, блок-схема 21].

Коэффициент ψ_f учитывает влияние сжатой полки. Так как в рассматриваемом сечении балки полка находится в растянутой зоне,

то $\psi_f = 0$.

$$\text{Тогда } M_b = \psi_{b2} K R_{bt} b h_o^2 = 2 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 200 \cdot 530^2 = 91 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для тяжелого бетона коэффициент $\psi_{b2} = 2$;

$$Q_{b1} = 2 \sqrt{M_b q_1} = 2 \sqrt{91 \cdot 26,4} = 98,0 \text{ кН},$$

$$Q_{max} = 170,3 < \frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{98}{0,6} = 160,3 \text{ кН},$$

$$q_{sw1} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{4 M_b} = \frac{170,3^2 - 98^2}{4 \cdot 91} = 53,3 \text{ кН/м},$$

$$q_{sw2} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{2 h_o} = \frac{170,3 - 98}{2 \cdot 0,530} = 68,2 \text{ кН/м},$$

$$q_{sw1} = 53,3 < q_{sw2} = 68,2 \text{ кН/м}.$$

Так как $q_{sw1} < q_{sw2}$, в дальнейшем принимаем $q_{sw3} = q_{sw2}$, где

$$q_{sw3} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{h_o} = \frac{170,3 - 98}{0,530} = 136,4 \text{ кН/м};$$

$$q_{sw1 \min} = \psi_{b3} K R_{bt} b h_o = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 200 \cdot 530 = 51,5 \text{ кН}.$$

Коэффициент для тяжелого бетона принимаем $\varphi_{bs} = 0,6$; при $q_{sw3} = 136,4 > q_{sw, min} = 48,6$ кН/м

$$q_{sw, min} = Q_{b, min} / 2 h_0 = 51,5 / 2 \cdot 0,530 = 48,6 \text{ кН/м.}$$

Принимаем $q_{sw} = q_{sw3} = 136,4$ кН/м.

Поперечные стержни принимаем из арматуры класса А-III диаметром 8 мм, $R_{sw} = 285$ МПа, площадь сечения одного поперечного стержня $A_{sw1} = 50,3 \text{ мм}^2$. При двух каркасах в сечении балки $n = 2$.

Шаг поперечных стержней

$$S = \frac{R_{sw} n A_{sw1}}{q_{sw}} = \frac{285 \cdot 2 \cdot 50,3}{136,4} = 210,1 \text{ мм.}$$

Максимально допустимый шаг поперечной арматуры

$$S_{max} = \varphi_{b\psi} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / Q.$$

Для тяжелого бетона коэффициент $\varphi_{b\psi} = 1,5$.

Коэффициент $\varphi_n = 0$. Так как отсутствует предварительное напряжение,

$$S_{max} = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 200 \cdot 530^2 / 135,3 = 504 \text{ мм.}$$

При высоте второстепенной балки $h = 550 > 450$ мм и по конструктивным требованиям шаг поперечной арматуры определяем из условия

$$S = \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} \cdot 550 = 183,3 \text{ мм,}$$

но не более 500 мм.

Окончательно принимаем шаг поперечной арматуры $S = 150$ мм.

6.3. Указания по конструированию второстепенных балок

6.3.1. Армирование балки сварными каркасами

Балки армируются в пролетах сварными каркасами, на опорах — сварными сетками.

Диаметр рабочих продольных стержней каркасов принимается 12... 25 мм, а монтажных продольных стержней — 10 мм.

Количество сварных каркасов в поперечном сечении балки зависит от ее ширины и расстояния между стержнями рядом расположенных карка-

сов и должно быть не менее диаметра стержня и не менее: по верху балки — 30 мм и по ее низу — 25 мм.

Конструкции плоских каркасов изображены на рис. 3,б.

Расположение каркасов в поперечном сечении балки в пролете показано на рис. 17,а, на опоре — на рис. 17,б.

При ширине балки более 150 мм в ее поперечном сечении устанавливается не менее двух каркасов. Они доводятся до граней опор и соединяются с каркасами следующего пролета стыковыми стержнями диаметром не менее 0,5 диаметра рабочих стержней и не менее 10 мм (см. рис. 20). Стыковые стержни (см. рис. 20, поз. 5) пропускаются через арматуру главной балки и заводятся за ее грань на расстояние не менее 15 диаметров продольных рабочих стержней и не менее расстояния, равного одному шагу поперечных стержней каркаса плюс 50 мм. В пролетах плоские каркасы соединяются в пространственные горизонтальными стержнями (см. рис. 20, поз. 10), устанавливаемыми через 80...100 см. Для обеспечения защитного слоя бетона к арматурным каркасам привариваются стержни-фиксаторы или удлиненные соединительные стержни, упирающиеся в стенки и днище опалубки.

На промежуточных опорах второстепенные балки армируются сварными сетками с поперечной или продольной рабочей арматурой (см. рис. 20) или сварными каркасами, расположенными горизонтально (рис. 21) или вертикально (рис. 22).

При армировании опорных сечений балки сварными сетками (см. рис. 20), как правило, принимаются две сетки. По длине балки сетки заводятся за грань главной балки и смещаются относительно друг друга в соответствии с эпюрами моментов и материалов. Если эпюра моментов не строится, сетки заводятся в смежные пролеты: одна на расстояние $(0,25...0,30)l_0$, другая — на расстояние $(0,15...0,17)l_0$. Таким образом поперечными стержнями сеток перекрывается участок эпюры отрицательных изгибающих моментов на опорах балки.

Сетки с продольной рабочей арматурой применяются тогда, когда длина горизонтального участка эпюры изгибающих элементов над опорой балки больше стандартного размера сетки с поперечной рабочей арматурой. Если площадь поперечного сечения рабочих стержней сеток меньше требуемой по расчету, можно ограничиться одной сеткой, а требуемая площадь арматуры над опорой дополняется отдельными стержнями из арматуры каркаса А-І. В этом случае перерасчитывается площадь арматуры в соответствии с расчетными сопротивлениями арматуры сетки и отдельных стержней.

При больших значениях полезной нагрузки на перекрытие второстепенные балки рекомендуется армировать над опорами плоскими сварными

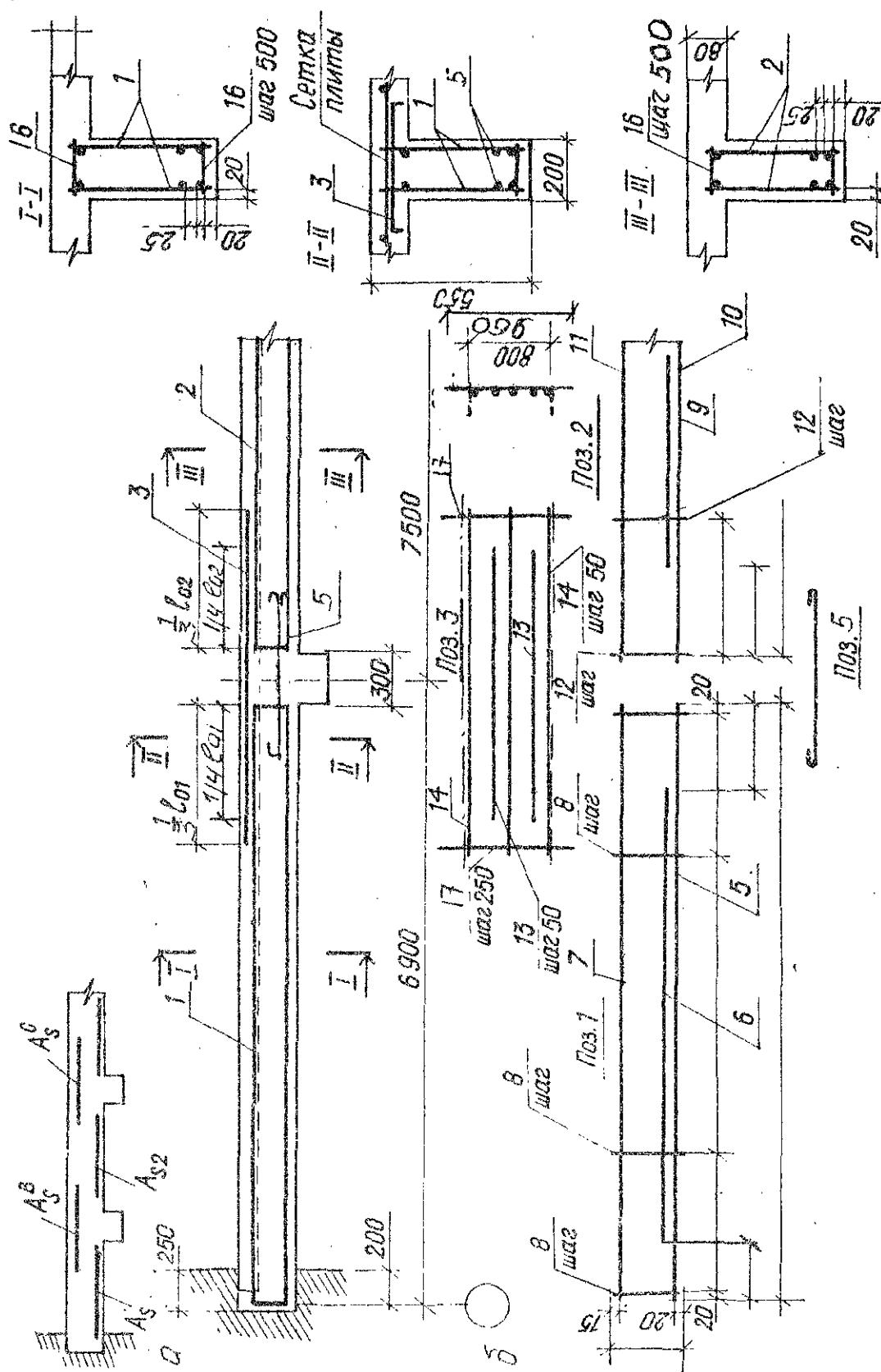


Рис. 21. Армирование второстепенной балки сварными каркасами в пролетах и над опорами:
 а - схема расположения продольной рабочей арматуры в пролетах и над опорами;
 б - армирование балки; в - конструкции каркасов (поз. 1-3)

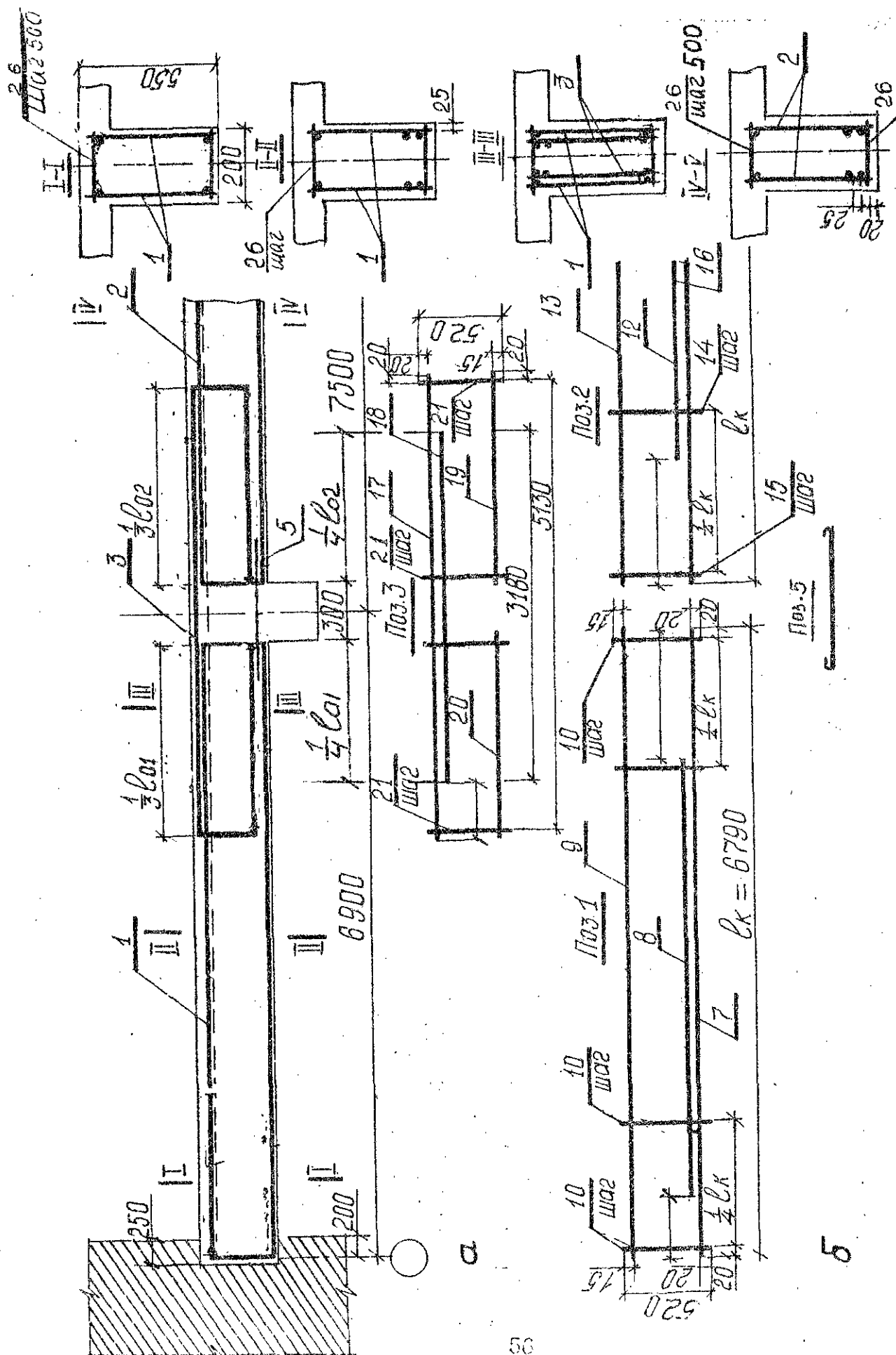


Рис. 22. Армирование второстепенной балки сварными каркасами в пролетах и над опорами:
а - армирование балки; б - конструкции каркасов (поз. I-5)

каркасами. При горизонтальном расположении каркасов (см. рис. 21) над каждой опорой балки устанавливается по одному каркасу, рабочие стержни в нем продольные — 2–6 шт. Поперечные стержни на концах отогнуты и опираются на опалубку плиты, этим обеспечивается проектное положение каркаса.

Опорные сечения балок могут армироваться вертикально расположенными каркасами (см. рис. 22). Над каждой опорой предусматривается один или два каркаса, их рабочие стержни верхние; нижние монтажные прерываются в местах пересечения с каркасами главной балки.

Если при вычислении площади растянутой арматуры A_s в расчете учитывается площадь продольной арматуры сжатой зоны A'_s , то в нижнем сечении балки с каждой стороны промежуточной эпюры предусматриваются корытообразные сетки (рис. 23,е).

При ширине балки 25 см и более на ее крайней опоре для надежной анкеровки рабочей арматуры каркасов предусматривается два дополнительных каркаса. Их поперечные стержни могут учитываться при расчете балки на поперечную силу.

На крайней опоре (у стены) каркасы (см. рис. 21 и 22, позиции I) заводят за внутреннюю грань стены на величину ℓ_{an} (рис. 23,а). Если поперечная арматура каркасов по расчету не требуется, то они заводятся за грань опоры на величину $\ell_{an} \geq 5d_s$ диаметра продольных рабочих стержней.

При диаметре продольных рабочих стержней $d_s > 10$ мм из стали класса А-I за грань опоры заводится не менее одного поперечного стержня диаметром не менее 0,5 диаметра продольного рабочего стержня, приваренного к продольным рабочим стержням каркаса на расстоянии не более 15 мм и $1,5 d_s$ от их конца.

Если за гранью опоры размещается два поперечных стержня, их диаметр может соответствовать диаметру остальных поперечных стержней каркаса (рис. 23,б).

Если площадь поперечной арматуры определяется расчетом, продольные каркасы заводятся за внутреннюю грань опоры на длину $\ell_{an} \geq 10 d_s$ (рис. 23,в).

При проектировании перекрытия из тяжелого бетона класса В15 и выше и продольной рабочей арматуры из стали класса А-II или А-III длина анкеровки стержней ℓ_{an} может быть уменьшена до $10 d_s$.

Если продольные рабочие стержни каркасов изготовлены из стали класса А-I, то за гранью крайней опоры должно быть не менее двух поперечных стержней диаметром $d_{sw} \geq 1/2 d_s$.

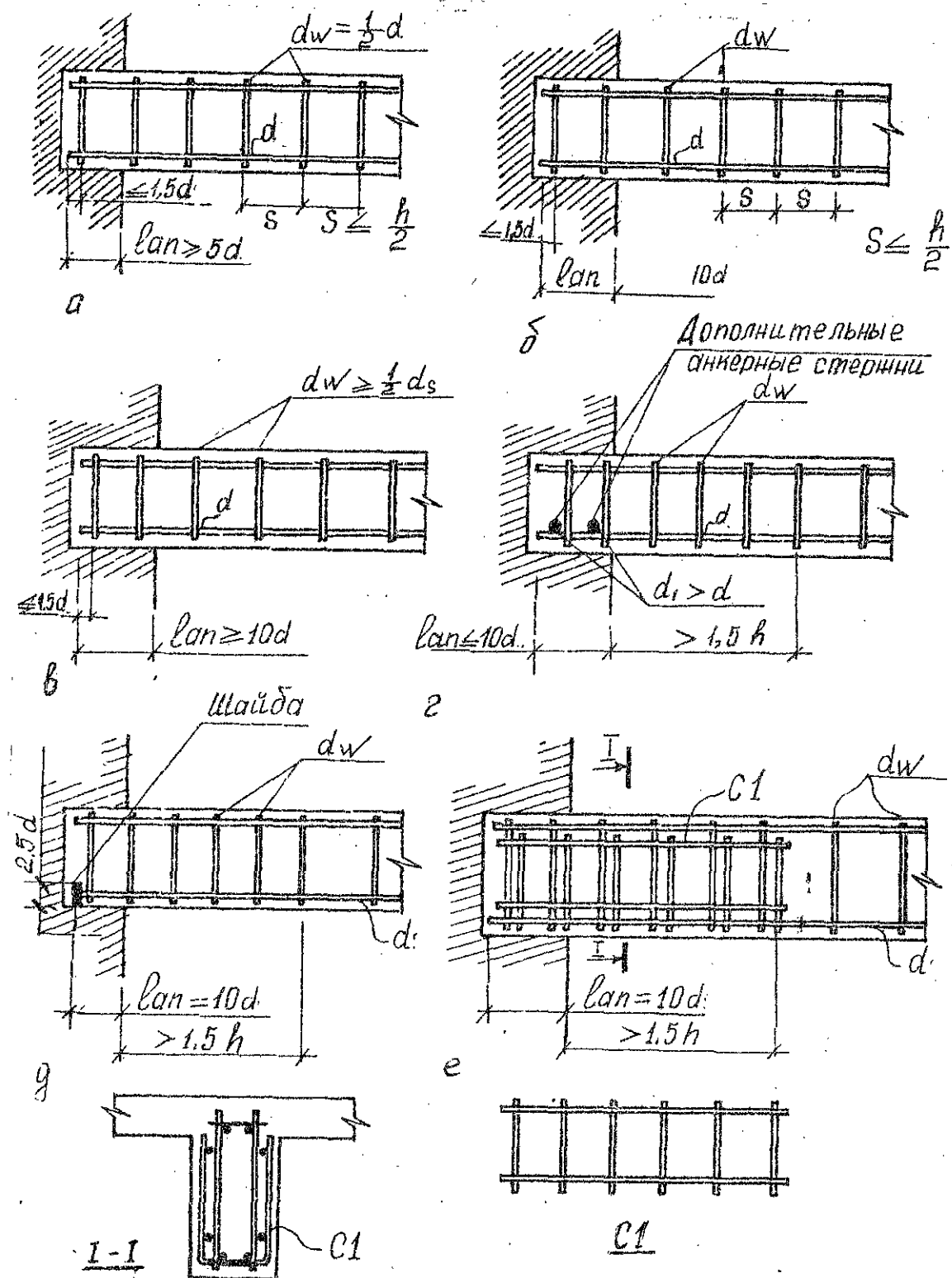


Рис. 23. Анкеровка продольных стержней на свободной опоре балки: а — поперечная арматура по расчету не требуется; б — при размещении за гранью опоры двух поперечных стержней; в — при проектировании поперечных стержней по расчету; г — при уменьшении длины анкерования ℓ_{an} за счет дополнительных анкерных стержней; д — то же приварки шайб; е — при уменьшении длины анкерования ℓ_{an} за счет постановки дополнительной сетки С1

Длина анкеровки продольных стержней ℓ_{an} может быть уменьшена при увеличении площади поперечных стержней, при устройстве дополнительных анкерных стержней (рис. 23,г) или шайб (рис. 23,д).

Длину анкеровки ℓ_{an} можно также уменьшить, если площадь поперечных стержней на длине упорного участка $1,5 h$ будет увеличена на 50% по сравнению с расчетной, например за счет применения дополнительных сеток СІ (рис. 23,е).

В силу уменьшения ординат эпюры огибающих положительных моментов в неразрезных балках от середины пролета к грани опоры и отрицательных от грани опоры к середине пролета площадь продольной рабочей арматуры, т.е. количество стержней, может уменьшаться за счет обрыва части стержней.

В пролетах обрывается обычно не более половины продольных стержней каркасов. Обрываемые стержни каркасов заводятся за сечение, в котором они не требуются по расчету на длину, определяемую по зависимости

$$\ell_{pz} = \frac{Q}{2 q_{swe}} + 5 d_s \geq 20 d_s,$$

где Q — поперечная сила в сечении, где продольные стержни обрываются (точка теоретического обрыва стержня); q_{swe} — несущая способность поперечной арматуры на единицу длины балки; d_s — диаметр обрываемого стержня.

Обрываемые стержни заводятся за сечения, где они не требуются по расчету, на длину ℓ_{pz} , но не менее $20 d_s$. Сетки заводятся за грань в опорных сечениях на расстояние $1/3-1/4$ пролета (см. рис. 20-22).

Для каждого конкретного случая места обрывов стержней устанавливаются при построении эпюры материалов.

6.3.2. Армирование балки вязаными каркасами

Рабочая арматура балки состоит из стержней продольных: прямолинейных, отогнутых и уток, которые могут предусматриваться только на средних опорах балки, а также поперечных — хомутов.

Монтажная арматура располагается сверху сечения по углам каркаса.

Расположение продольных стержней по высоте сечения балки зависит от ширины ребра, принятого количества стержней и их диаметра. Продольные стержни могут быть размещены в один (рис. 24,а,в) или два

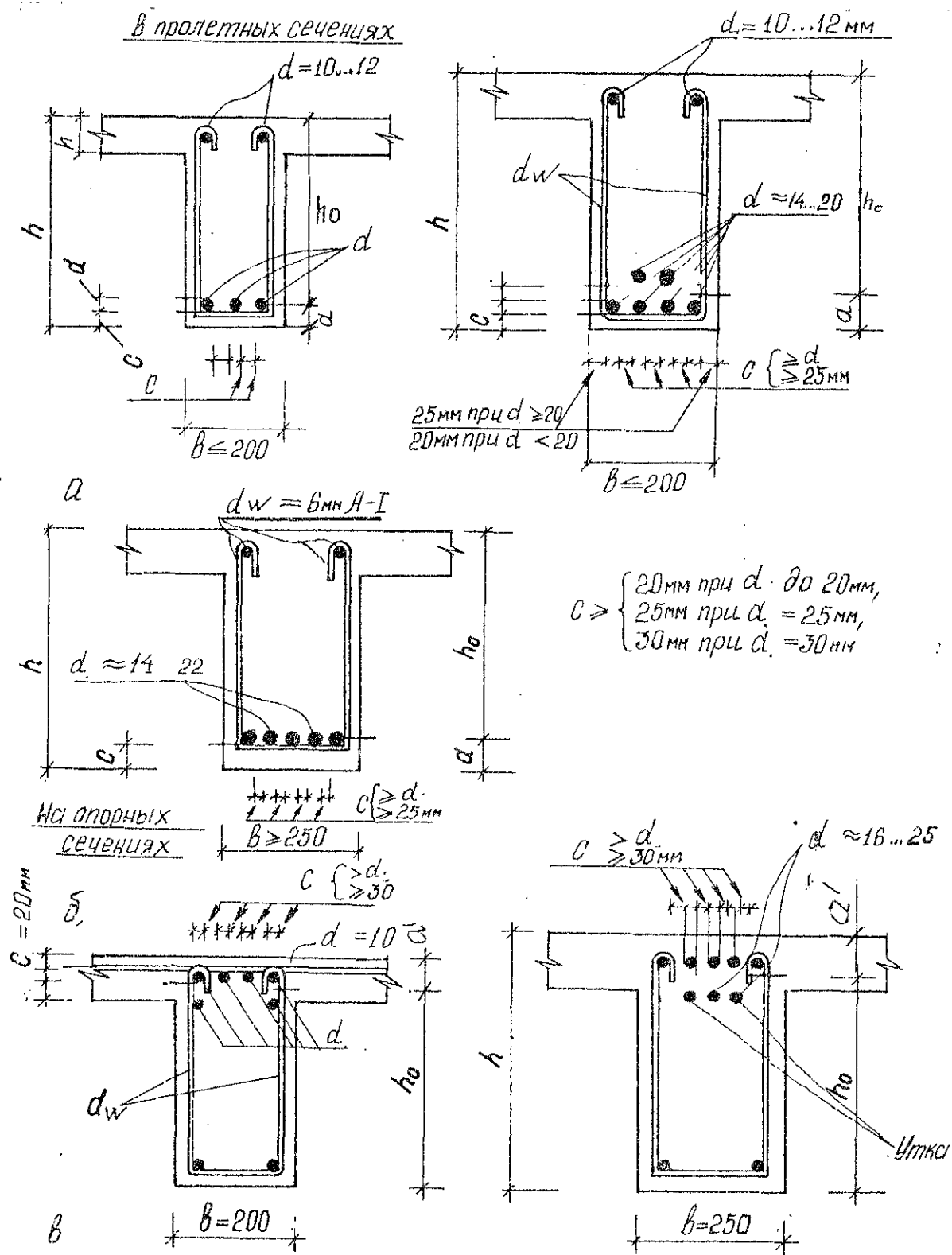


Рис. 24. Расположение стержней вязаных каркасов в сечениях второстепенных балок: а - в пролетных сечениях при $b \leq 200$ мм и арматуре в один ряд; б - то же в два ряда; в - при $b \geq 250$ мм и арматуре в один ряд; г - на опорных сечениях при $b = 200$ мм; д - то же при $b = 250$ мм

(рис. 24,б) ряда. Предпочтительнее размещать стержни в один ряд (см. рис. 24,а,в). Если продольные рабочие стержни в одном ряду не размещаются, они располагаются в два ряда (см. рис. 19). При этом во второй ряд отводятся изогнутые стержни меньших диаметров, утки и отогнутые стержни, не учитываемые в расчетной площади сечения арматуры A_s на опоре.

Для качественного бетонирования и обеспечения совместной работы арматуры с бетоном должны соблюдаться зазоры между стержнями (см. рис. 24).

Максимальное количество продольных стержней одинакового диаметра, размещаемых в одном ряду балки, приведено в табл. 7.

Таблица 7

Расположение продольных стержней

Ширина сечения балки, мм	Максимальное количество продольных стержней одинакового диаметра, размещаемых в одном ряду балки при диаметре стержней, мм											
	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40	
150; 180	3	3	3	$\frac{2}{3}$	$\frac{2}{3}$	2	2	2	2	—	—	
200; 250	$\frac{4}{5}$	4	4	4	$\frac{3}{4}$	3	3	3	2	—	—	
300; 350	—	—	$\frac{6}{7}$	6	$\frac{5}{6}$	5	5	$\frac{4}{5}$	4	3	3	
400	—	—	—	—	$\frac{7}{8}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{6}{7}$	6	6	5	4	
500	—	—	—	—	$\frac{9}{10}$	$\frac{9}{10}$	$\frac{8}{9}$	8	7	6	6	

Примечание. В числителе приведена верхняя арматура в сечении балки, в знаменателе — нижняя.

При армировании балки вязаными каркасами (рис. 25 и 26) ее арматура состоит из рабочих продольных прямых стержней (поз. 3, 5, 8, 10) отогнутых стержней (поз. 1, 2, 6, 7), уток (поз. 9) и монтажных стержней (поз. 4).

Количество и диаметры продольных стержней определяются согласно расчету в пролетных сечениях I—I, III—III.

Опорные сечения армируются стержнями, отгибаемыми из соседних пролетов. При необходимости монтажные стержни пролетов заменяются на опорах стержнями большего диаметра (см. рис. 25 и 26, позиции 8).

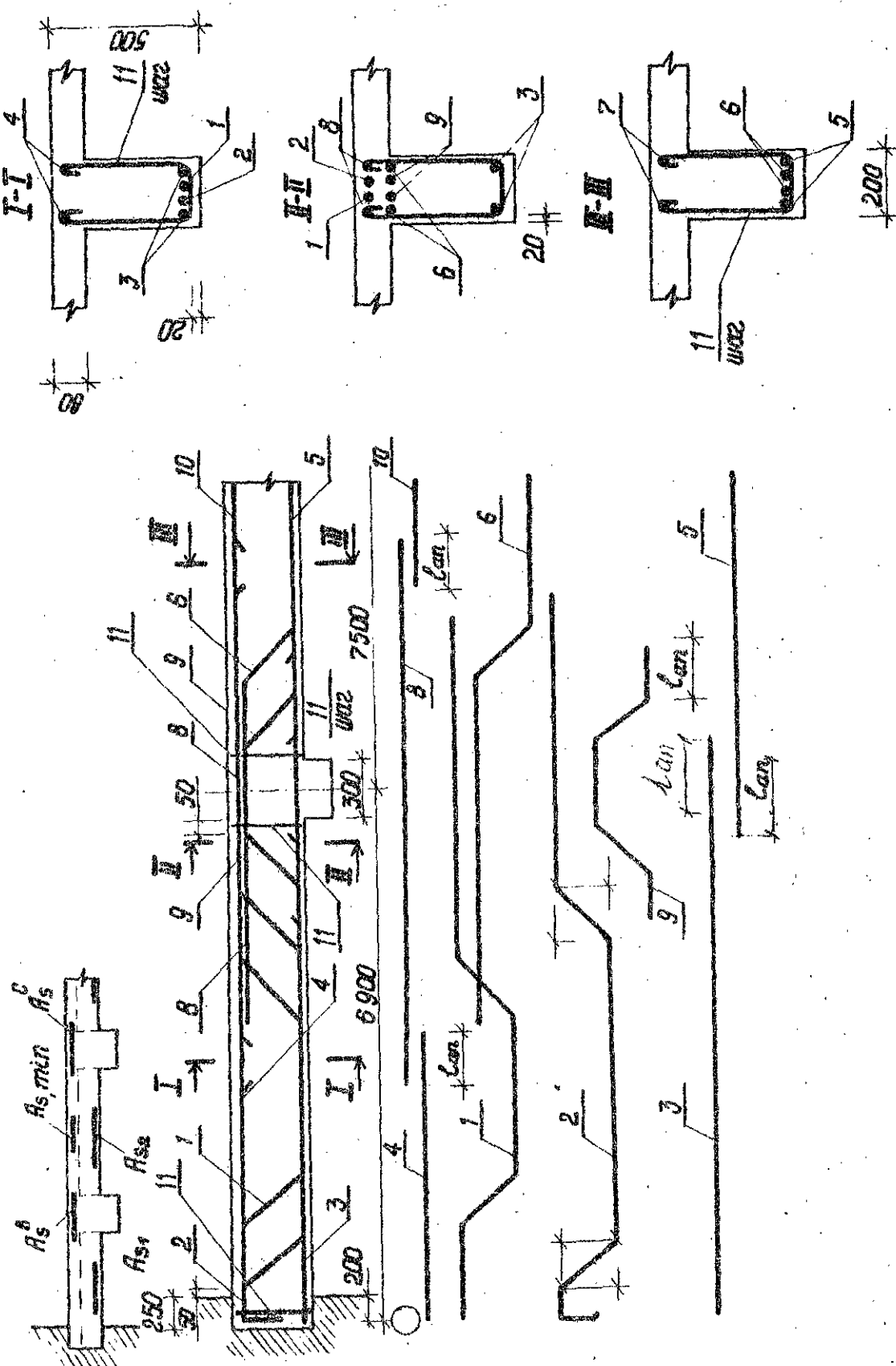


Рис. 25. Армирование второстепенной балки вязаными каркасами (отдельные гладкие стержни из стали класса А-1)

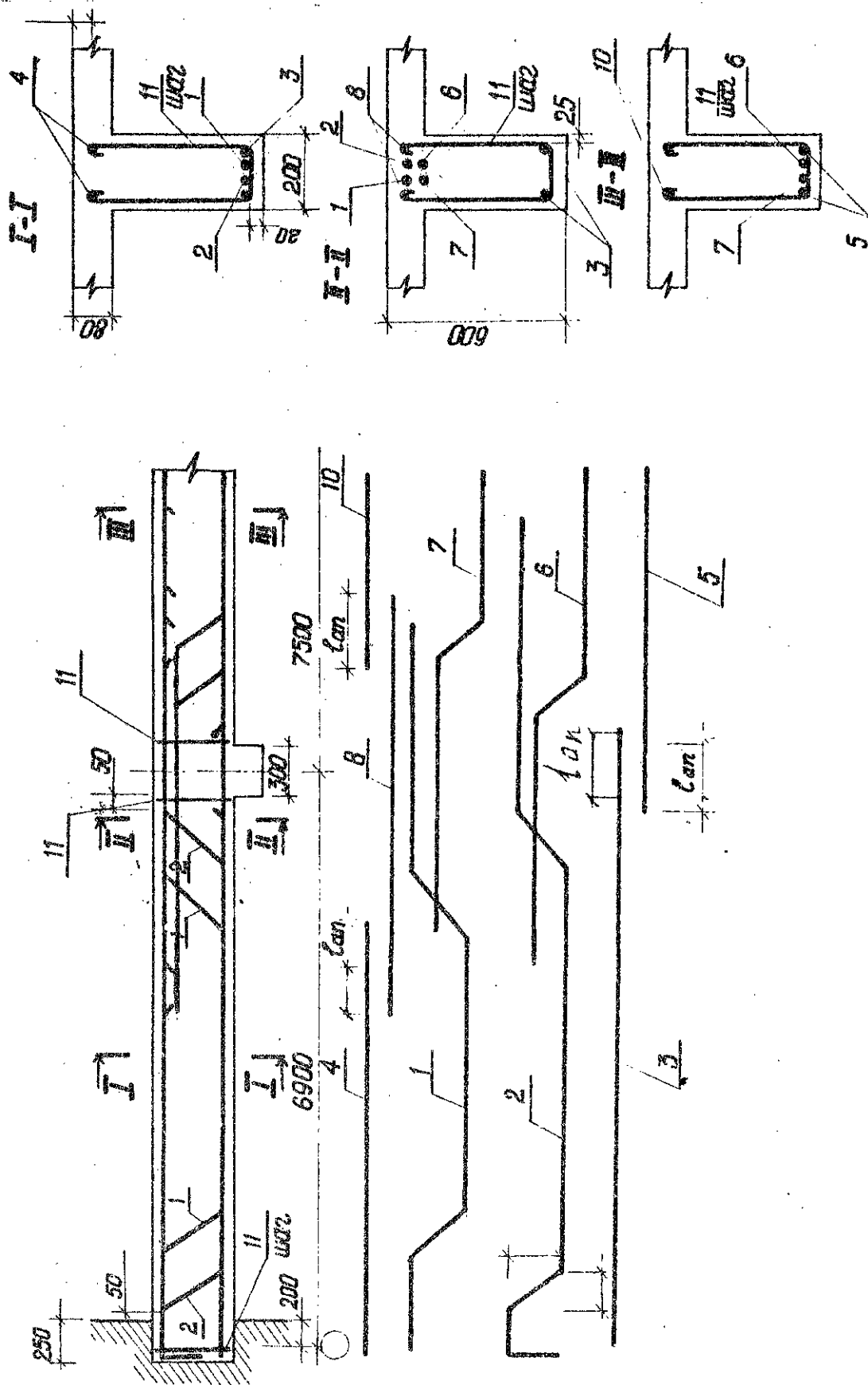


Рис. 26. Армирование второстепенной балки вязаными каркасами без углов (отдельные стержни периодического профиля из стали классов А-ІІ, А-ІІІ)

Если прочность наклонных сечений не обеспечивается площадью поперечных стержней хомутов, то в расчете учитываются отогнутые стержни (см. рис. 25 и 26, позиции 1, 2, 6, 7).

Расстояние между началом первой и второй плоскостей отгибов принимается равным h_0 , допускается его увеличение до S_{max} по расчету.

Если согласно расчету наклонных сечений требуется одна плоскость отгибов, утки можно не предусматривать, а заменить их стержнями, отгибаемыми из пролета (см. рис. 26). У первой промежуточной опоры предусматриваются, как правило, две плоскости отогнутых стержней (по одному стержню в каждой плоскости). Они отгибаются от грани сечения главной балки на расстоянии от опоры более $0,5 h_0$ для включения их в расчетную площадь рабочей продольной арматуры на опоре. Если прямолинейный участок отогнутых стержней менее $0,5 h_0$ от грани, их площадь не включается в сечение рабочей арматуры над опорой.

Если при расчете на поперечную силу отогнутые стержни не требуются, то утки, как правило, не предусматриваются, а отгибы размещаются на расстоянии более $0,5 h_0$ от грани опоры. Тогда из пролета на опору в каждой плоскости отгибается по одному стержню, обеспечивающему требуемую рабочую площадь арматуры на опоре.

Хомуты принимаются открытыми, диаметр их назначают не менее 6 мм и $(0,2...0,25) d_s$ диаметра рабочих продольных стержней.

Для обеспечения прочности наклонных сечений по изгибающему моменту начало отгиба стержня из нижней растянутой зоны в верхнюю должно быть на расстоянии не менее $0,5 h_0$ от сечения I-I, в котором его прочность используется полностью. Конец отгиба должен располагаться не ближе сечения III-III, в котором площадь стержня не требуется по расчету на прочность нормального сечения.

Приложение
Таблица П.1

Значения коэффициентов

ξ	ζ	α_m	ϵ	ζ	α_m
1	2	3	4	5	6
0,01	0,995	0,01	0,36	0,820	0,295
0,02	0,990	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,810	0,309
0,04	0,980	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,40	0,800	0,320

Окончание табл. II.1

I	2	3	4	5	6
0,06	0,970	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,790	0,332
0,08	0,960	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,995	0,085	0,44	0,780	0,343
0,10	0,950	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,770	0,354
0,12	0,940	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,760	0,365
0,14	0,930	0,13	0,49	0,755	0,370
0,15	0,925	0,139	0,50	0,750	0,375
0,16	0,920	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,740	0,385
0,18	0,910	0,164	0,53	0,735	0,390
0,19	0,905	0,172	0,54	0,730	0,394
0,20	0,900	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,720	0,403
0,22	0,890	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,710	0,412
0,24	0,880	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,60	0,700	0,420
0,26	0,870	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,234	0,62	0,690	0,428
0,28	0,860	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,885	0,248	0,64	0,680	0,435
0,30	0,850	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,670	0,442
0,32	0,840	0,269	0,67	0,665	0,460
0,33	0,835	0,275	0,68	0,660	0,449
0,34	0,830	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,70	0,650	0,455

Таблица П.2

Расчетное сопротивление бетона

Вид со- против- ления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} при классе бетона по прочности на сжатие, МПа	В1	В1,5	В2	В2,5	В3	В3,5	В5	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50	В55	В60
Сжатие осевое (призмочная прочность)	Тяжелый и мелкозернистый	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0						
Растяжение осевое	Легкий	1,5	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Растяжение осевое	Тяжелый	-	-	-	0,26	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65			

Таблица П.3

Расчетное сопротивление арматуры

Стержневая арматура классов	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	растяжению	сжатию
		R_s	R_{sc}
А-I	225	175	225
А-II	280	225	280

Окончание табл. П.3

I	2	3	4
А-Ш диаметр, мм:			
6-8	355	285	355
10-40	365	290	365
А-IV	510	405	400
Проволочная арматура класса Вр-I диаметр, мм:			
3	375	270; 300	375
4	365	265; 295	365
5	360	260; 290	360

Примечание. В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-Ш, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, принимается $R_{sw} = 255 \text{ МПа}$ (2600 кгс/см²).

Таблица П.4

Сортамент арматуры

Диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, мм ² , при количестве стержней										Масса: I М		Класс стали		Вр-I ГОСТ	
											длина стержня, кг		ГОСТ 5781-82		ГОСТ 10884-81	
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
3	7	14	21	28	35	42	49	56	64 0,055							+
4	12	25	38	50	63	75	88	101	113 0,099							+
5	20	39	59	79	98	118	138	157	177 0,154							+

Окончание табл. П.4

I	: 2	: 3	: 4	: 5	: 6	: 7	: 8	: 9	: 10	: 11	: 12	: 13	: 14	: 15	: 16	: 17
6	28	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+					
8	50	101	151	201	252	302	352	402	453	0,395	+					
10	78	157	235	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	+	
12	113	226	339	452	565	678	791	904	1017	0,888	+	+	+	+	+	
14	154	308	461	615	769	923	1077	1230	1385	1,208	+	+	+	+	+	
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	1,578	+	+	+	+	+	
18	254	509	763	1017	1272	1526	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	+	+	
20	314	628	941	1256	1570	1884	2198	2513	2827	2,466	+	+	+	+	+	
22	380	760	1140	1520	1901	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+	+	
25	491	982	1473	1964	2454	2945	3436	3927	4418	3,85	+	+	+	+	+	
28	615	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,83	+	+	+	+	+	
32	804	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	+	+	+	+	
36	1018	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	+	+	+	+	
40	1256	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	+	+	+	

Сетки с продольной рабочей арматурой					Сетки с поперечной рабочей арматурой				
Шаг стержней рабочей арматуры, мм	Количество стержней на 1 м ширины плиты	Площадь сечения рабочих стержней, мм ² при их диаметрах, мм			Шаг стержней рабочей арматуры, мм	Количество стержней на 1 м ширины плиты	Площадь сечения рабочих стержней, мм ² при их диаметрах, мм		
		3	4	5			6	8	10
100	10	71	126	196	100	10	283	508	785
125	8	57	101	157	125	8	226	402	628
150	6,5	47	84	131	150	6,5	189	335	523
200	5	35	63	98	200	5	141	251	393

Между главными балками можно уложить три или четыре сетки с нахлесткой распределительных стержней на один шаг рабочей арматуры.

При трех сетках ширина каждой должна быть не менее

$$A = \frac{6 - 0,25 + 2 \cdot 0,15}{3} + 2 \cdot 0,025 = 2,06 \text{ м.}$$

При четырех сетках

$$A = \frac{6 - 0,25 + 3 \cdot 0,15}{4} + 2 \cdot 0,025 = 1,6 \text{ м,}$$

где 0,25 — ширина ребра главной балки, м; 2, 3 и 4 — принимаемое число сеток; 0,15 — длина нахлестки распределительных стержней равная шагу рабочих стержней, м; 0,025 — длина свободных концов распределительных стержней.

Подбор арматуры и конструирование сеток начинаем со средних пролетов.

Для средних пролетов плиты и над средними опорами на участке между осями 1 и 2, 6 и 7 (полоса I) принимаем сетки С1 диаметром 5 мм с шагом 150 мм (табл. 4.16), $A_s = 131 \text{ мм}^2 > 115 \text{ мм}^2$.

При диаметре рабочей арматуры 5 мм и шаге 150 мм распределительные стержни принимаем диаметром 3 мм с шагом 350 мм (табл. 4.17).

Таблица 4.17

Диаметр рабочей арматуры, мм	Диаметр и шаг, мм, стержней распределительной арматуры при шаге стержней рабочей арматуры, мм			
	100	125	150	200
3—4	3/400	3/400	3/400	3/400
5	3/350	3/350	3/350	3/350
6	4/350	4/350	3/350	3/350
8	5/350	5/350	4/350	4/350
10	6/350	6/350	5/350	5/350

Марка сетки

$$C1 \frac{5Br I - 150}{3Br I - 350} 2130.$$

В крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами укладываем сетки С1 с дополнительной сеткой С2. При диаметре рабочих стержней 3 мм в дополнительных сетках площадь сечения арматуры

$$A_s = \frac{(163 - 131) \cdot 360}{375} = 30,72 \text{ мм}^2.$$

Примечание. В числителе диаметр распределительных стержней, в знаменателе их шаг.

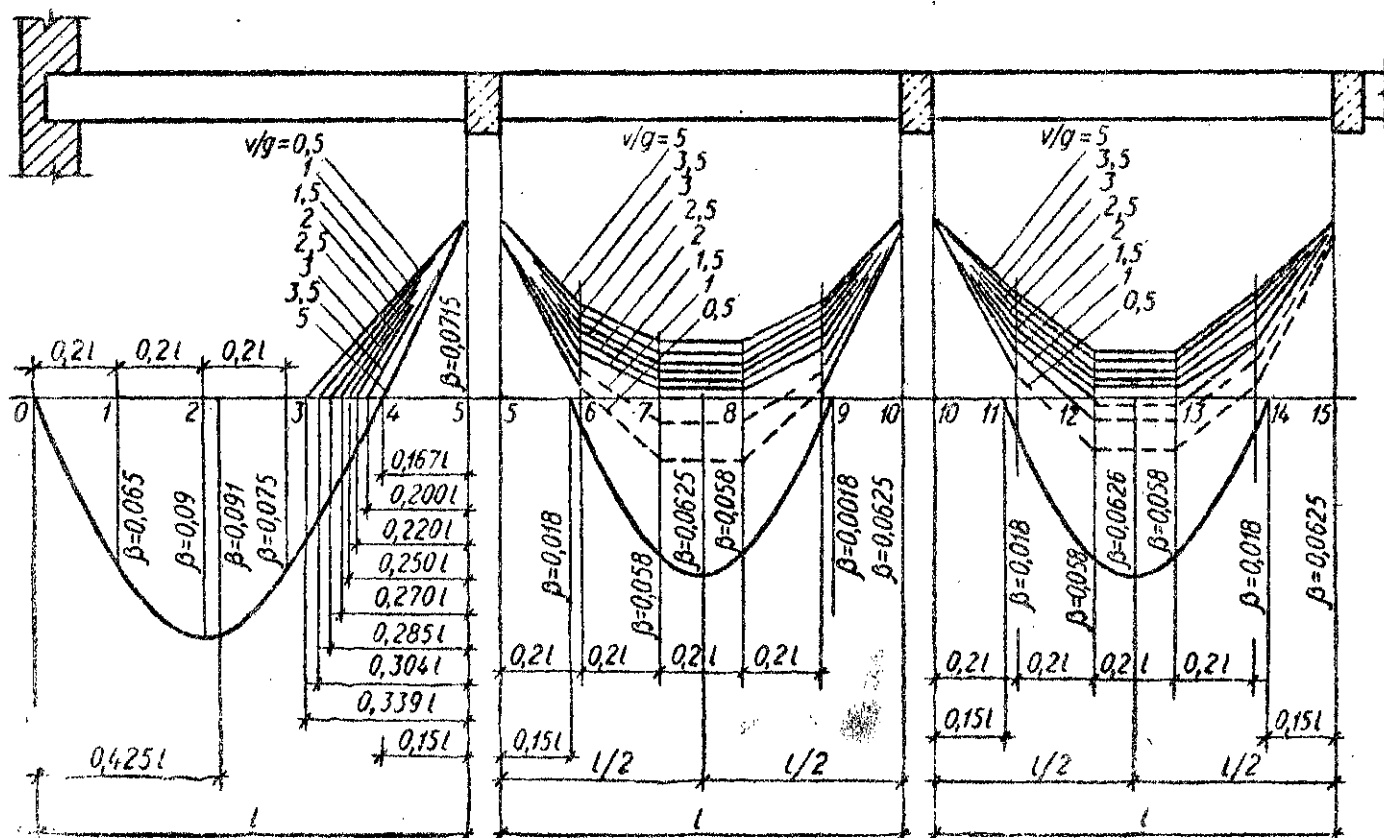


Рис. 12.24. Епюри розрахункових моментів для розрахунку рівнопрольотних нерозрізних другорядних балок

Визначивши зусилля, розраховують міцності нормальних перерізів. Для цього попередньо визначають робочу висоту перерізу h_0 за максимальним опорним згинальним моментом M за формулою (4.20) і рекомендаціями п. 4.1 як для елемента прямокутного профілю.

Площу перерізу поздовжньої арматури визначають за максимальними значеннями згинальних прольотних моментів у першому та середніх прольотах і за опорними моментами на проміжній та середніх опорах. При наявності мінусових моментів у прольотах визначають площу верхньої поздовжньої арматури. При цьому перерізи балок у прольотах, де плита перебуває в стиснутій зоні, розраховують як таврові (див. 4.6), а на опорах — як прямокутні, оскільки плита в цьому разі перебуває в розтягнутій зоні і в розрахунку її до уваги не беруть.

Площу перерізу поздовжньої арматури обчислюють відповідно до вказівок розд. 4, а поперечної арматури — розд. 5.

Другорядні балки конструюють відповідно до загальних правил армування елементів, що працюють на згинання, і вказівок розд. 4. Армують їх зварними або в'язаними каркасами відповідно до епюр згинальних моментів і поперечних сил.

В разі армування балок у прольотах зварними каркасами (рис. 4.4) останні доводять до опор елемента і з'єднують з каркасами подальшого прольоту стиковими стержнями діаметром $d_1 \geq 1/2d$ (d — діаметр робочих стержнів) і не менш як 10 мм. Ці стержні заводять від

Таблиця 12.3. Залежність коефіцієнта β від відношення v/g

v/g	Значення β в точках														
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15				
0,5	-0,0715	-0,01	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625				
1	-0,0715	-0,02	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,0625				
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	± 0	-0,02	-0,0625	-0,019	+0,003	+0,004	-0,019	-0,0625				
2	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,004	-0,003	-0,023	-0,0625				
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625				
3	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,01	-0,01	-0,028	-0,0625				
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625				
4	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,03	-0,015	-0,015	-0,03	-0,0625				
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,02	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625				
5	-0,0715	-0,04	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625				

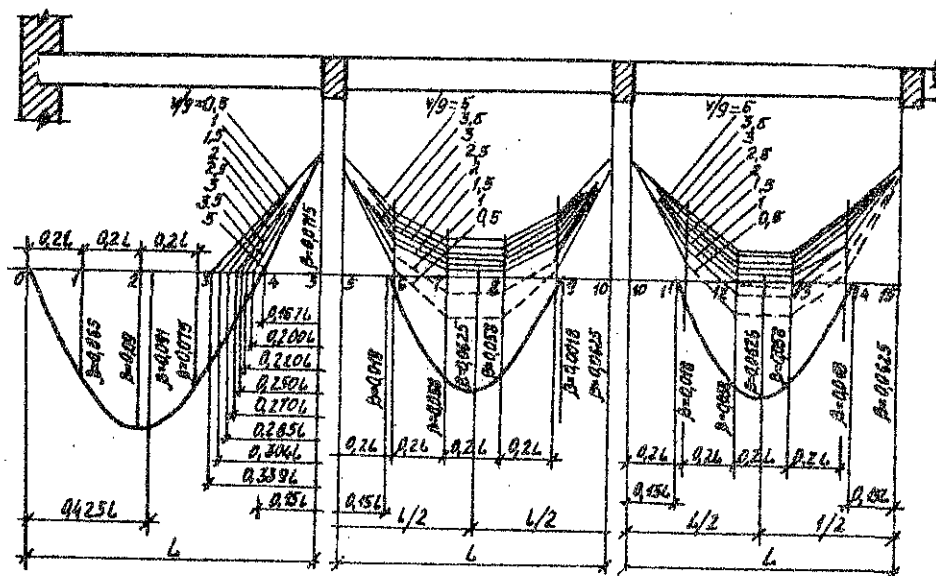


Рис.П.І. Эпюры расчетных моментов для расчета равнопролетных неразрезных второстепенных балок

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

А. Нормативная

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 80 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. - 34 с.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). - М.: ЦИТП Госстроя СССР 1986, - 192 с.
4. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. - М.: Стройиздат, 1978. - 193 с.
5. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона. - М.: Стройиздат, 1978. - 174 с.

Б. Учебная

6. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. - М.: Стройиздат, 1985. - 726 с.
7. Железобетонные конструкции / Барашиков А.Я. и др. - К.: Выща шк., 1984. - 350 с.
8. Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А.Я.Барашикова. - К.: Выща шк., 1987. - 415 с.
9. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции. - М.: Высш. шк., 1987. - 383 с.
10. Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособие / А.Б.Голышев и др. - К.: Будивельник, 1985. - 494 с.

В. Методическая

11. Методические указания по расчету железобетонных конструкций. Блок-схемы. - К.: КИСИ, 1986 (блок-схемы 5, 6, 14, 21). - 73 с.
12. Методические указания по оформлению курсовых и дипломных проектов по железобетонным конструкциям / Сост. Л.А.Мурашко. - К.: КИСИ, 1985. - 30 с.
13. ГОСТ 21.503-80. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи. - М.: Изд-во стандартов, 1981.
14. ГОСТ 8478-81. Сварные сетки. - М.: Изд-во стандартов, 1982. - 15 с.
15. СТ СЭВ 1565-79. Основные положения. - Берлин, 1979.
16. Методические указания по расчету сборных железобетонных ребристых плит покрытий и перекрытий при курсовом проектировании / Сост. А.П.Гусеница. - К.: КИСИ, 1986. - 30 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. Конструктивная схема здания и компоновка перекрытий ...	2
2. Материалы и конструктивные требования при проектирова- нии перекрытий	6
3. Конструктивная схема перекрытия	8
4. Определение нагрузок	14
5. Проектирование элементов перекрытия	16
5.1. Расчет плиты монолитного ребристого перекрытия	16
5.2. Примеры расчета плиты	19
5.3. Примеры вычисления площади рабочих стержней и размеров сеток	23
5.4. Указания по конструированию плит	28
6. Проектирование второстепенной балки	32
6.1. Расчет второстепенной балки	32
6.2. Примеры расчета балки	43
6.3. Указания по конструированию второстепенных балок	53
Приложение	64
Список литературы	70

Учебное издание

Методические указания
по расчету и конструированию
монолитного железобетонного ребристого перекрытия
о балочными плитами

Составители: Лисенко Евгений Федорович
Шумейко Александр Яковлевич

Ответственный за выпуск А.П.Гусеница, канд. техн. наук
Рецензент Л.В.Кузнецов, канд. техн. наук

Редактор А.П.Костина
Корректоры: И.В.Хропук
Н.Н.Савченко
Т.Д.Гайдайчук
Н.Ф.Слонина

Подп. к печ. 14.04.89. . Формат 60×84¹/₁₆. Бумага
тип. № 3 . Печать офсетная. Усл. печ. л. 4,18 . Усл. кр.-отт. 4,29 .
Уч.-изд. л. 4,7 . Изд. № 4391 . Тираж 500 .
Зак. № 8893 . Бесплатно.

Киевский ордена Трудового Красного Знамени
инженерно-строительный институт
252037, Киев-37, Воздухофлотский проспект, 31

ГП ППО «Укрвузполиграф»,
252151, г. Киев, ул. Волынская, 60.