

Министерство образования и науки Российской Федерации
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
РЕБРИСТОГО МОНОЛИТНОГО
МЕЖДУЭТАЖНОГО БАЛОЧНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

**Методические указания
к курсовому проекту по дисциплине
«Бетонные и железобетонные конструкции»**

Составители Н. Н. Халап, В. В. Дроздов

Волгоград. ВолгГАСУ. 2013



© Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный
архитектурно-строительный университет», 2013

УДК 692.522.2(076.5)
ББК 38.441я73
П791

П791 **Проектирование** ребристого монолитного междуэтажного балочного перекрытия многоэтажного промышленного здания [Электронный ресурс]: методические указания к курсовому проекту по дисциплине «Бетонные и железобетонные конструкции» / М-во образования и науки Рос. Федерации, Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т ; сост. Н. Н. Халап, В. В. Дроздов. — Электронные текстовые и графические данные (2,1 Мбайт). — Волгоград : ВолгГАСУ, 2013. — Учебное электронное издание. — Систем. требования: РС 486 DX-33; Microsoft Windows XP; Internet Explorer 6.0; Adobe Reader 6.0. — Официальный сайт Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Режим доступа: <http://www.vgasu.ru/publishing/online/> — Загл. с титул. экрана.

Содержатся обоснования выбранного решения и методика выполнения расчета и конструирования элементов монолитного перекрытия многоэтажного промышленного здания.

Для студентов направления «Строительство» всех форм обучения.

Для удобства работы с изданием рекомендуется пользоваться функцией Bookmarks (Закладки) в боковом меню программы Adobe Reader.

УДК 692.522.2(076.5)
ББК 38.441я73

Нелегальное использование данного продукта запрещено

Оглавление

1. Состав курсового проекта.....	4
2. Общие положения и обоснование проектирования ребристого монолитного междуэтажного перекрытия многоэтажного промышленного здания.....	5
3. Порядок и приемы проектирования.....	11
3.1. Выбор и обоснование конструктивной схемы здания.....	11
3.2. Расчет и конструирование монолитной плиты.....	13
3.2.1. Расчетная схема и расчетное сечение монолитной плиты.....	13
3.2.2. Статический расчет плиты.....	15
3.2.3. Конструктивный расчет плиты.....	16
3.2.4. Конструирование плиты.....	17
3.3. Расчет и конструирование второстепенной балки.....	19
3.3.1. Расчетная схема и расчетное сечение второстепенной балки.....	19
3.3.2. Статический расчет второстепенной балки.....	20
3.3.3. Конструктивный расчет сечений.....	22
3.3.4. Конструирование второстепенных балок.....	23
3.4. Расчет и конструирование главной балки.....	24
3.4.1. Расчетная схема и расчетное сечение главной балки.....	24
3.4.2. Статический расчет главной балки.....	25
3.4.3. Конструктивный расчет главной балки.....	25
3.4.4. Конструирование главной балки.....	26
4. Основные технико-экономические показатели спецификации.....	27
5. Оформление курсового проекта.....	28
5.1. Требования к составлению пояснительной записки.....	28
5.2. Оформление графической части.....	28
Библиографический список.....	29
Приложение 1. Таблица для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой.....	30
Приложение 2. Блок-схема определения площади продольной арматуры для прямоугольного сечения.....	31
Приложение 3. Таблицы для назначения диаметра и шага стержней сварных унифицированных сеток.....	32
Приложение 4. Блок-схема определения площади продольной арматуры для таврового сечения.....	33
Приложение 5. Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры, сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля и обыкновенной арматурной проволоки.....	34
Приложение 6. Расчет наклонного сечения.....	35
Приложение 7. Расчет по наклонному сечению на действие момента.....	36
Приложение 8. Пример армирования второстепенной балки.....	37
Приложение 9. Пример армирования главной балки.....	39

1. СОСТАВ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Цель данного курсового проекта — приобретение некоторых навыков проектирования строительных конструкций на примере междуэтажного монолитного ребристого перекрытия многоэтажного промышленного здания.

Для решения этой задачи студенту необходимо выполнить расчеты и конструирование элементов перекрытия, составить необходимые спецификации и ведомости расхода стали.

Расчеты элементов строительных конструкций, обоснование и пояснения, схемы и таблицы оформляются в виде пояснительной записки, рабочие чертежи — на листах формата А2 (3 листа).

Варианты заданий на курсовое проектирование указаны в табл. 1 и 2.

Таблица 1

Варианты заданий

Первая буква фамилии / Последняя цифра № зачетной книжки	А	Б	В	Г	Д	Е	Ж	З	И	К	Л	М	Н	Ю
	Э	Ш	Щ	Ч	Ц	Х	Ф	У	Т	С	Р	П	О	Я
0	А	В	С	Д	Е	Г	Ж	З	И	К	Л	М	Н	Ю
1	Д	С	В	А	Н	Г	Ж	З	И	К	Л	М	Н	Ю
2	Е	Г	Ж	З	И	К	Л	М	Н	Ю	А	В	С	Д
3	Н	Ю	А	В	С	Д	Е	Г	Ж	З	И	К	Л	М
4	А	В	С	Д	Е	Г	Ж	З	И	К	Л	М	Н	Ю
5	Д	С	В	А	Н	Г	Ж	З	И	К	Л	М	Н	Ю
6	Е	Г	Ж	З	И	К	Л	М	Н	Ю	А	В	С	Д
7	Н	Ю	А	В	С	Д	Е	Г	Ж	З	И	К	Л	М
8	А	В	С	Д	Е	Г	Ж	З	И	К	Л	М	Н	Ю
9	Д	С	В	А	Н	Г	Ж	З	И	К	Л	М	Н	Ю

Варианты заданий

Шифр	От А до О						
	Временная нагрузка на перекрытие, кН/м ²	Вес пола, кН/м ²	Высота этажа, м	Район строительства	Число этажей	Размеры здания в свету	
						Длина, м	Ширина, м
А	4	0,4	3,2	Ставрополь	4	32	11,2
В	5	0,5	3,4	Волгоград	4	34	12,2
С	6	0,6	3,6	Москва	4	36	12,6
Д	7	0,7	3,8	Казань	4	38	17,8
Е	8	0,8	4,2	Краснодар	5	40	18,0
Ф	9	0,9	4,4	Орел	5	42	18,2
Г	10	1,0	4,6	Омск	5	38	18,4
Н	12	1,1	4,8	Брянск	4	42	18,6
От П до Я							
А	12,5	1,15	4,7	Санкт-Петербург	4	30	12,0
В	11,0	1,05	4,05	Мурманск	5	32	12,4
С	9,5	0,95	4,1	Н. Новгород	5	36	13,0
Д	8,5	0,85	3,9	Камышин	5	42	19,2
Е	7,5	0,75	3,7	Урюпинск	5	42	19,4
Ф	6,5	0,65	3,5	Грозный	4	46	19,6
Г	5,5	0,55	3,3	Магадан	4	40	19,8
Н	4,5	0,45	3,2	Хабаровск	4	42	20,0

2. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ И ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ РЕБРИСТОГО МОНОЛИТНОГО МЕЖДУЭТАЖНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Под проектированием понимается разработка комплексной технико-экономической документации (проекта), содержащей технико-экономические обоснования, расчеты, чертежи, сметы, пояснительные записки и другие материалы, необходимые для строительства и реконструкции зданий и сооружений.

Проектирование инженерных конструкций включает в себя расчет и конструирование. Конечный продукт проектирования — чертежи, по которым изготавливают и монтируют несущие конструкции зданий и сооружений.

При разработке проектов зданий и сооружений выбор конструктивных решений производят, исходя из технико-экономической целесообразности их применения в конкретных условиях строительства с учетом максимального снижения материалоемкости, трудоемкости и стоимости строительства, достигаемого за счет снижения массы конструкций, наиболее полного использования физико-механических свойств материалов и соблюдения требований по их наиболее экономическому расходованию.

Некоторые производства размещаются в многоэтажных промзданиях, что обусловлено желанием сократить территорию застройки и протяженность коммуникаций и проездов.

В качестве основных материалов для несущих конструкций применяют железобетон. Высота промышленных зданий колеблется в пределах 3—7 этажей (при общей высоте до 40 м), а для некоторых производств достигает 12—14 этажей. Указанные высоты многоэтажных зданий ограничиваются не конструктивными возможностями железобетона, а экономической целесообразностью их возведения.

Размеры зданий зависят от условий технологического процесса при естественном освещении рабочих мест. Сетку колонн и высоты этажей назначают в соответствии с требованиями типизации элементов конструкций и унификации габаритных размеров.

Конструкции зданий принято делить на несущие и ненесущие. Такое деление весьма условно, так как в большей или меньшей степени все конструкции выполняют несущие функции.

Несущие элементы обеспечивают пространственную жесткость и устойчивость здания, воспринимают и передают главные силовые воздействия: вертикальные и горизонтальные (ветровые, сейсмические и другие) нагрузки. Расположение несущих элементов определяется конструктивно-планировочной схемой здания (рис. 1).

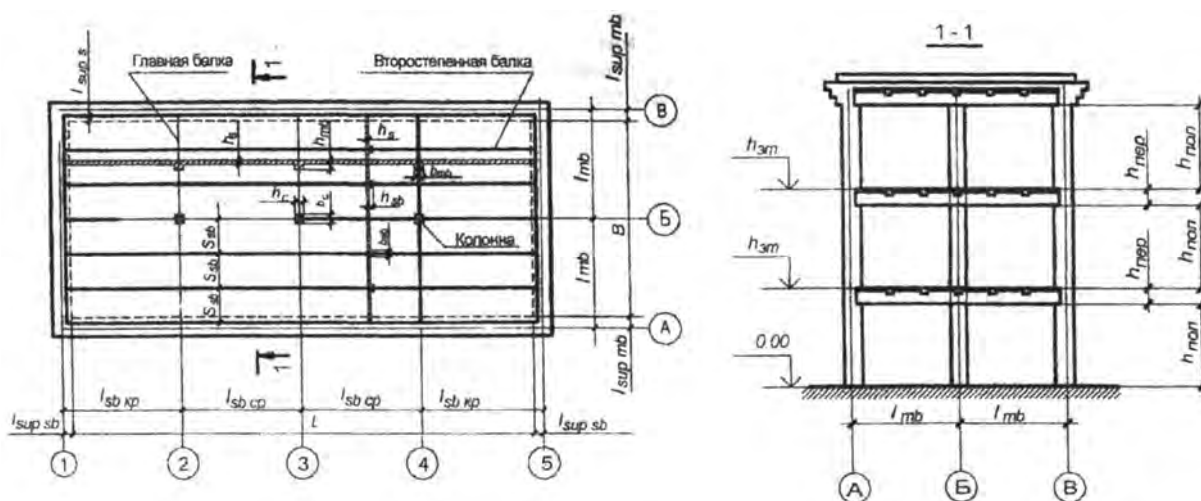


Рис. 1. Конструктивно-планировочная схема здания

Принятые конструктивные схемы должны обеспечивать необходимую прочность, устойчивость и пространственную систему. Учитывается и пространственная работа зданий и сооружений в целом, а также отдельных конструкций на всех стадиях возведения и эксплуатации. Учет пространственной работы здания приводит к более экономичным конструктивным решениям.

Конструкции зданий состоят из отдельных элементов, связанных в единую пространственную систему.

Анализ различных конструктивных систем многоэтажных зданий показал, что можно выделить четыре основные системы по типу вертикальных

несущих конструкций: I — каркасные; II — плоскостенные; III — ствольные; IV — оболочковые. Из основных систем образуются производные путем различных комбинаций несущих конструкций (рис. 2).

Вертикальными несущими конструкциями в системе являются:

- I — пространственный рамный каркас;
- II — поперечные и продольные несущие стены;
- III — расположенные внутри здания пространственные опоры (стволы), на которые опираются все остальные конструкции;
- IV — несущие конструкции, расположенные в плоскости наружных стен.

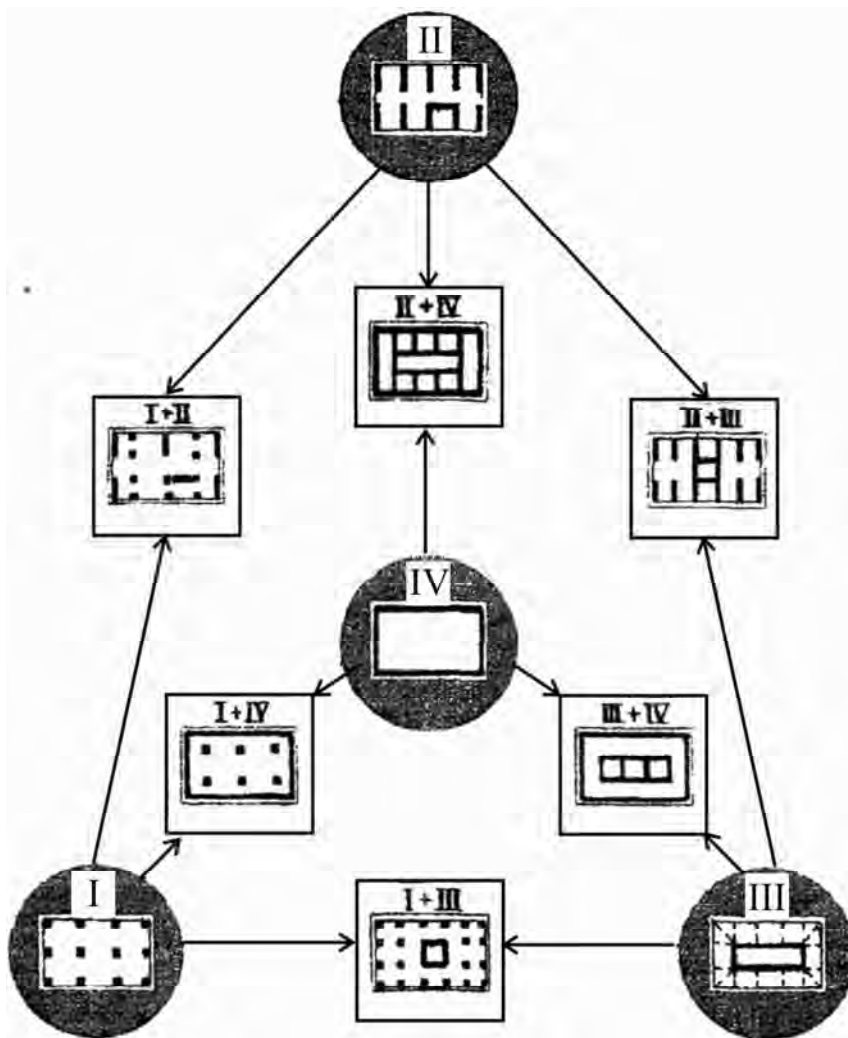


Рис. 2. Классификация конструктивных систем

многоэтажных зданий: основные системы:

I — каркасная; II — плоскостная; III — ствольная;

IV — оболочковая; производственные системы:

I + II — каркасно-связевая; I + III — каркасно-ствольная;

I + IV — каркасно-оболочковая; II + III — ствольно-стенная;

II + IV — ячеистая; III + IV — оболочковая

Взаимная увязка размеров элементов производится на основе единой модульной системы (ЕМС), которая предусматривает градацию на базе модуля 100 мм или укрупненного модуля, кратного 100 мм.

ЕМС предусматривает три категории размеров (рис. 3):

1) номинальные — расстояния между разбивочными осями здания в плане;
2) конструктивные — отличаются от номинальных на размер швов и зазоров;

3) натуральные — фактические размеры, которые, в зависимости от точности изготовления, могут отличаться от конструктивных на так называемую допустимую величину (3...10 мм).

При проектировании монолитных конструкций следует предусматривать унифицированные размеры, позволяющие применять инвентарную опалубку и укрепленные пространственные арматурные каркасы.

Перекрытия, основными несущими элементами которых являются плиты и балки, расположенные в горизонтальной плоскости, называют плоскими. Их широко применяют в заданиях самого разнообразного назначения (жилых, общественных и производственных).

Проектирование железобетонных перекрытий выполняют в определенной логической последовательности:

1-й этап — компоновка здания или сооружения. Выбор конструктивной системы здания, разработка конструктивной схемы (выбирают основные несущие элементы, назначают их размеры и очертания, решают способы сопряжения их между собой);

2-й этап — статический расчет. На основании принятой конструктивной схемы выбирают расчетную схему, выявляют все нагрузки и воздействия, определяют усилия в элементах системы;

3-й этап — расчет сечений. По действующим усилиям подбирают размеры сечений элементов или проверяют достаточность ранее назначенных, чтобы удовлетворить требования расчета по предельным состояниям;

4-й этап — конструирование. Взаимоувязывают все элементы системы, разрабатывают схемы их армирования, составляют чертеж арматурных изделий.

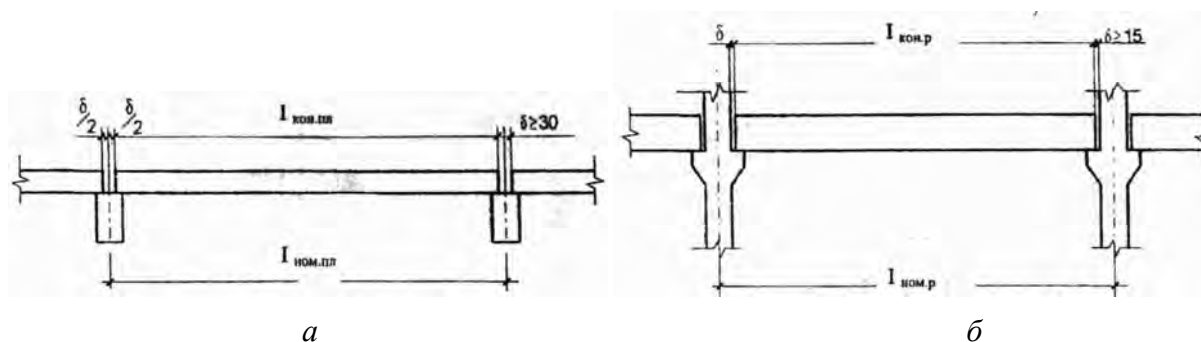


Рис. 3. Номинальные и конструктивные размеры элементов: *a* — плановые; *b* — по центру

По конструктивной схеме железобетонные перекрытия могут быть балочными (в которых балки работают с опертыми на них плитами перекрытий) и безбалочными (в которых плиты опираются непосредственно на колонны с уширениями, называемыми капителями). Обе группы перекрытий по способу возведения могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными.

По конструктивным признакам железобетонные перекрытия могут быть:

- 1) балочными сборными (панельными);
- 2) ребристыми монолитными с балочными плитами;

- 3) ребристыми монолитными с плитами, опертыми по контуру;
- 4) балочными сборно-монолитными;
- 5) безбалочными сборными;
- 6) безбалочными монолитными;
- 7) безбалочными сборно-монолитными.

Плиты в составе перекрытия в зависимости от отношения сторон опорного контура могут быть:

при $l_2/l_1 > 2$ — балочными, работающими на изгиб в коротком направлении меньшей стороны, при этом изгибающим моментом в направлении большей стороны, ввиду его малости, пренебрегают;

$l_2/l_1 < 2$ — опертыми по контуру, работающими на изгиб в двух направлениях.

l_1 — размер плиты в коротком направлении;

l_2 — размер плиты в длинном направлении.

Выбор объемно-планировочного и конструктивного решений должен обеспечивать максимальную унификацию и сокращение числа типоразмеров и марок конструкций.

Компоновка конструктивной схемы перекрытия заключается в выборе направления главных балок, установлении их шага, размеров пролета, шага второстепенных балок. При этом следует обеспечить выполнение требований:

- а) технологического процесса или функционального назначения здания;
- б) пространственной жесткости здания;
- в) наименьшего расхода материалов (бетон, арматура);
- г) минимального количества типоразмеров элементов перекрытия.

Расчет монолитного ребристого перекрытия состоит из последовательных расчетов его элементов: плиты, второстепенных балок, главных балок, колонн.

В большинстве случаев достаточно ограничиться расчетом по несущей способности, соблюдая следующие рекомендации по определению размеров поперечных сечений элементов:

величина толщины плиты назначается минимальной, но варьируется в зависимости от величины нагрузки (по условиям экономичного армирования);

высота сечения второстепенных балок обычно составляет $1/12 \dots 1/20l$, главных балок — $(1/8 \dots 1/15)l$ (по условию жесткости). Ширина сечения балок $b = (0,4 \dots 0,5)h$.

Плита. Сущность конструкции монолитного ребристого перекрытия в том, что бетон в целях экономии удален из растянутой зоны сечений, где сохранены лишь ребра, в которых сконцентрирована растянутая арматура. Полка ребер-плиты с пролетом, равным расстоянию между второстепенными балками, работает на местный изгиб.

Высота плиты h_s назначается из условия прочности, жесткости (деформативности) и принимается как можно меньшей, так как ее собственный вес составляет значительную часть постоянной нагрузки и влияет на нижележащие конструкции. Высота плиты h_s принимается кратной 10 мм.

Плита армируется обычно сварными рулонными сетками по ГОСТ 8487—81 из арматуры класса В500, диаметром 3, 4, 5 мм и плоскими из арматуры класса А400, А500 (А-III), диаметром 6, 8 мм, редко — 10 мм. Сетки бывают с продольной рабочей арматурой, поперечной рабочей арматурой и рабочей арматурой в двух направлениях. В сетках различают рабочую и распределительную арматуру. Шаг стержней рабочей арматуры не должен превышать 200 мм.

Основные параметры сетки в условных обозначениях имеют вид:

$$\frac{D-v}{d-u} BL \frac{C_1 - C_2}{k},$$

где D — диаметр продольных стержней; v — шаг продольных стержней; d — диаметр поперечных стержней; u — шаг поперечных стержней; B — ширина сетки; L — длина сетки; C_1 и C_2 — длина свободных концов продольных стержней, если $C_1 = C_2$, то приводится значение только C_1 , при $C_1 = C_2 = k = 25$ значения C_1 и k опускаются; k — длина свободного конца поперечных стержней.

Определив размеры плиты по конструктивной схеме здания и выбрав форму ее сечения, производят расчет по следующей схеме:

1) статический расчет:

- а) устанавливают расчетную схему и расчетные сечения;
- б) определяют расчетные усилия M и Q ;

2) конструктивный расчет по I группе предельных состояний:

- а) принимают классы бетона и арматуры с учетом эксплуатационных требований;
- б) уточняют принятую толщину плиты;
- в) рассчитывают плиту на изгиб по нормальным сечениям.

Балки. В целях унификации опалубки высоту балок назначают кратной 50 мм, если она не более 600 мм, и 100 мм — при больших размерах. Ширину прямоугольных поперечных сечений b принимают в пределах $(0,4 \dots 0,5)h$ (кратные 50 мм до $b = 200, 220, 250$ мм и кратные 100 мм при $b > 300$ мм).

Для снижения расхода бетона ширину балок назначают наименьшей. В поперечном сечении балки арматуру размещают в растянутой зоне сечения согласно эпюрам изгибающих моментов в один или два ряда с такими зазорами, которые допускали бы плотную укладку бетона без пустот и каверн [1, 2].

Для экономии стали часть продольных арматурных стержней можно не доводить до опоры и обрывать в пролете там, где они по расчету на восприятие изгибающего момента не требуются. Обрываемые стержни заводятся за место теоретического обрыва на длину анкеровки W . Площадь сечения продольной рабочей арматуры A_s в изгибаемых элементах должна определяться расчетом, но составлять не менее $\mu = 0,1$ % в изгибаемых, внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементах при гибкости $\frac{l_0}{i} \leq 17$ для прямо-

угольных сечений при $\frac{l_0}{h} \leq 5$; $\mu = 0,25$ % — во внецентренно сжатых элемен-

тах при гибкости $\frac{l_0}{i} \geq 83$ для прямоугольных сечений при $\frac{l_0}{h} \geq 25$ [1, 2] пло-

щади сечения элемента с размерами b и h_0 . Для продольного армирования балок обычно применяют стержни периодического профиля (реже гладкие) диаметром 12...32 мм.

По расчетно-конструктивным условиям расстояние в продольном направлении между поперечными стержнями (хомутами) должно быть, мм,
 $S_w \leq \frac{h}{2}$ ($S_w \leq 300$) [1, 2].

В балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также часторесбристых плитах высотой 300 мм и более на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,75 h_0$ и не более 500 мм.

В балках высотой более 700 мм у боковых граней ставят дополнительные продольные стержни на расстоянии (по высоте) не более чем через 400 мм; площадь каждого из этих стержней должна составлять не менее 0,1 % той части площади поперечного сечения балки, которую они непосредственно армируют (высотой, равной полусумме расстояний до ближайших стержней, и шириной, равной половине ширины элемента, но не более 200 мм). Эти стержни вместе с поперечной арматурой сдерживают раскрытие усадочных трещин на боковых гранях балок и увеличивают жесткость поперечных стержней каркаса при усадке бетона.

Для объединения всех арматурных элементов в единый каркас, устойчивый при бетонировании, и для анкеровки концов поперечной арматуры у верхних граней балок ставят монтажные продольные стержни диаметром 10...12 мм.

Расчет балок производят по следующей схеме:

- 1) статический расчет:
 - а) устанавливают расчетную схему и размеры сечений;
 - б) подсчитывают нагрузку на балку;
 - в) определяют расчетные усилия M и Q ;
- 2) конструктивный расчет по I группе предельных состояний:
 - а) принимают классы бетона и арматуры с учетом эксплуатационных требований;
 - б) принятая высота сечения балки уточняется расчетом;
 - в) производят подбор сечений продольных стержней по изгибающим моментам (расчет прочности по нормальным сечениям);
 - г) выполняют расчет по наклонному сечению (устанавливают диаметр и шаг поперечных стержней);
 - д) вычисляют длину анкеровки рабочих стержней, обрываемых в пролете по эпюре изгибающих моментов M .

3. ПОРЯДОК И ПРИЕМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

3.1. Выбор и обоснование конструктивной схемы здания

Принимаем каркасно-оболочковую систему здания с шарнирным опиранием элементов перекрытия на наружные стены. При этом решении ветровая (горизонтальная) нагрузка воспринимается стенами (оболочкой), а перекрытие воспринимает только вертикальные нагрузки.

Направление главных балок принимаем поперечным ввиду преимуществ перед продольным расположением.

Рибристое перекрытие с балочными плитами состоит из плиты, работающей в коротком направлении, второстепенных балок, главных балок и колонн. Все элементы монолитно связаны между собой и выполняются обычно из бетона класса В15 — В25.

Конструктивная схема здания определяется сеткой колонн (рис. 4), размеры сетки колонн — пролетами главных и второстепенных балок.

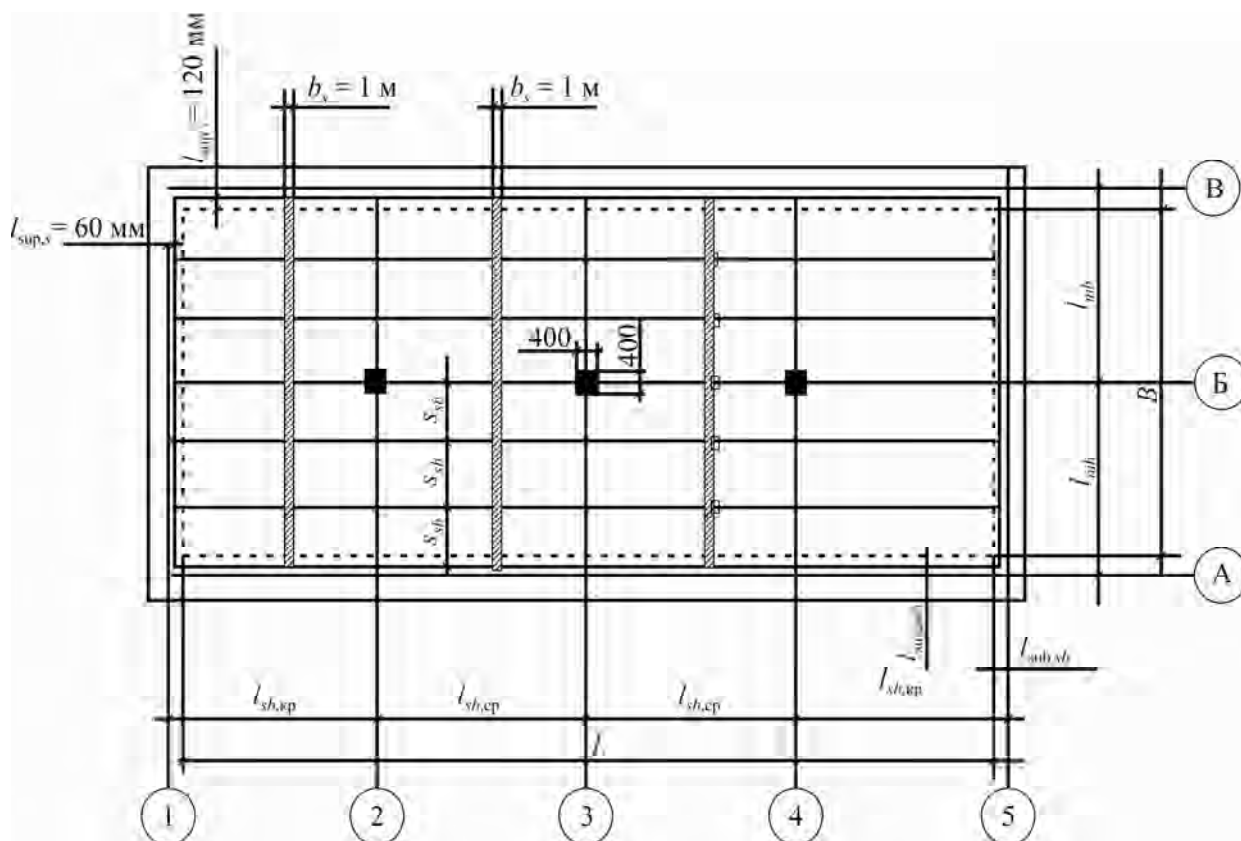


Рис. 4. Компоновочная схема здания

Д а н н ы е д л я к о м п о н о в к и:

Главная балка

$$l_{mb} = 6 \dots 9 \text{ м};$$

$$h_{mb} = (1/8 \dots 1/15) l_{mb};$$

$$b_{mb} = (0,3 \dots 0,5) h_{mb}; \quad b_{sb} = (0,3 \dots 0,5) h_{sb};$$

$$l_{SUPmb} = 250 \dots 350 \text{ мм}; \quad l_{SUPsb} = 200 \dots 250 \text{ мм};$$

$$S_{sb} = 1,4 \dots 2,7 \text{ м}.$$

Второстепенная балка:

$$l_{sb} = 5 \dots 7 \text{ м};$$

$$h_{sb} = (1/12 \dots 1/20) l_{sb}.$$

Плита

$h_{min} = 60 \text{ мм}$ для промзданий и зависит от нагрузки:

при $v^n \leq 8 \text{ кН/м}^2$ $h_s = 60 \dots 70 \text{ мм}$ — $l_{SUPs} = 120 \text{ мм}$ в рабочем направлении;

$v^n = 8,5 \dots 12 \text{ кН/м}^2$ $h_s = 80 \dots 90 \text{ мм}$ — $l_{SUPs} = 60 \text{ мм}$ в нерабочем направлении;

$v^n > 12 \text{ кН/м}^2$ $h_s = 90 \dots 100 \text{ мм}$ — l_{SUPs} определяется шагом второстепенных балок S_{sb} .

Изгибающие моменты в неразрезных балочных плитах и второстепенных балках при равных или отличающихся не более чем на 10 % длиной пролетов определяют с учетом перераспределения моментов:

$$l_{кр} = 0,8 l_{ср};$$

$$B_{mb.кр} = 0,8 l_{mb.ср};$$

$$B = 2l_{mb.ср} + (n - 2) l_{mb.ср}$$

$$B = 1,6l_{mb.ср} + (n - 2) l_{mb.ср},$$

где n — число пролетов здания.

$$l_{mb.ср} = \frac{B}{1,6 + (n - 2)}; \quad l_{mb.кр} = \frac{B - (n - 2)l_{mb.ср}}{2}.$$

Проверка: $\frac{l_{mb.ср} - l_{mb.кр}}{l_{mb.ср}} 100 \% < 10 \%$.

Аналогично определяют и шаг колонн в продольном направлении:

$$L = 2l_{sb.кр} + (m - 2)l_{sb.ср},$$

где m — число пролетов в продольном направлении.

$$L_{sb.кр} = 0,8l_{sb.ср},$$

тогда $L = 1,6l_{sb.ср} + (m - 2)l_{sb.ср}$.

$$l_{sb.ср} = \frac{B}{1,6 + (m - 2)}; \quad l_{sb.кр} = \frac{L - (m - 2)l_{sb.ср}}{2}.$$

Проверка: $\frac{l_{sb.ср} - l_{sb.кр}}{l_{sb.ср}} 100 \% < 20 \%$.

Колонну принимаем 400×400 мм, реже — 600×600 мм.

3.2. Расчет и конструирование монолитной плиты

3.2.1. Расчетная схема и расчетное сечение монолитной плиты

Плита перекрытия по заданию балочная, т. е. должно удовлетворяться условие $\frac{l_{дл}}{l_{к}} > 2$, где $l_{дл} = l_{sb} - b_{mb}$; $l_{к} = S_{sb} - b_{sb}$. Если соотношение меньше или равно 2, то уменьшают шаг второстепенных балок S_{sb} .

Балочные плиты работают в коротком направлении. Плита рассчитывается как многопролетная неразрезная балка. Для расчета плиты вырезаем полосу шириной $b_s = 1$ м в крайнем и среднем пролетах здания и определяем необходимые геометрические данные (рис. 5):

$$l_{p1} \text{ — расчетную длину крайнего пролета, } l_{p1} = S_{sb} - \frac{b_{sup}}{2} + \frac{l_{sup.s}}{2};$$

$$l_{p2} \text{ — расчетную длину среднего пролета, } l_{p2} = S_{sb} - b_{sb};$$

h_s — толщину плиты;
 h_{sb} — высоту второстепенной балки;
 b_{sb} — ширину второстепенной балки;
 $l_{sup.s}$ — длину площадки опирания на стену; $l_{sup.s} = 120$ мм (в рабочем направлении).

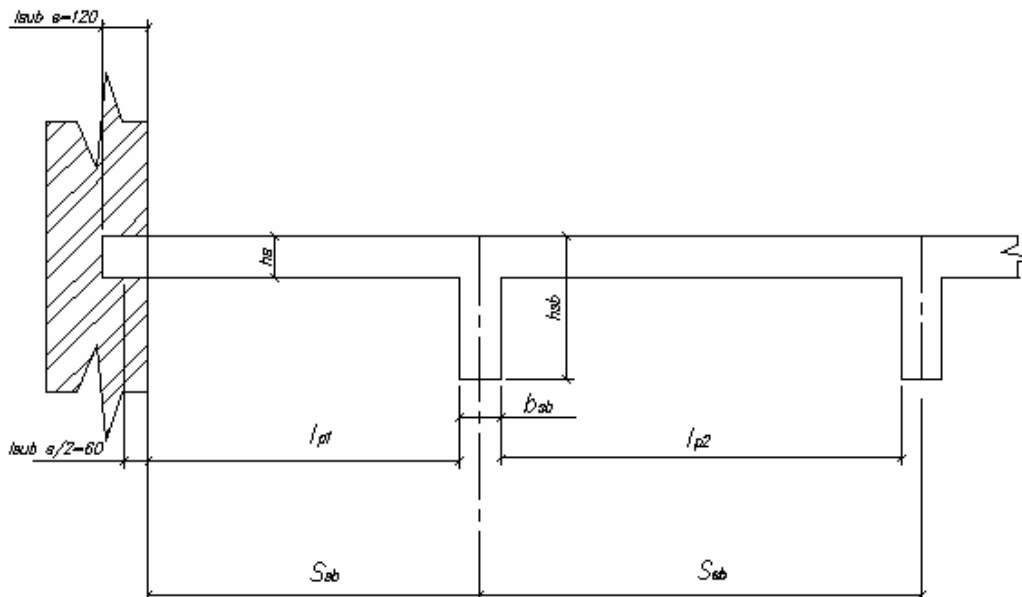


Рис. 5. Определение расчетных длин

Плита загружена равномерно распределенной нагрузкой и рассчитывается на основное сочетание нагрузок (рис. 6).

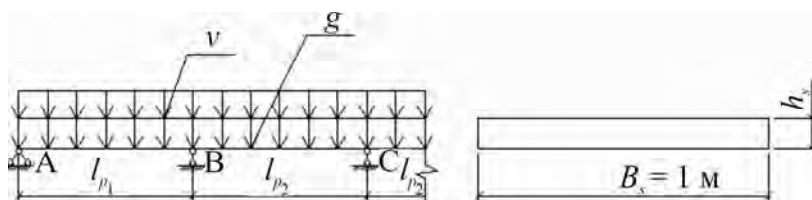


Рис. 6. Расчетная схема плиты и расчетное сечение:
 g — расчетная постоянная нагрузка; v — расчетная временная нагрузка; $q = g + v$ — полная нагрузка

Определяем действующую нагрузку на плиту (табл. 3).
 Ширина грузовой площади $A = 1$ м.

Таблица 3

Действующая нагрузка на плиту

Вид нагрузки	Подсчет	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянная нагрузка				
Собственный вес пола (см. задание)	$g_{п} \cdot 1$ м, кН/м ²	$g_{п}^n$	1,3	$g_{п} = 1,3 g_{п}^n$

Вид нагрузки	Подсчет	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Собственный вес плиты	$h_s b_s 25$, кН/м ³	$g_{пл}^n$	1,1	$g_{пл} = 1,3 g_{пл}^n$
Итого		$g^n = g_{п}^n + g_{пл}^n$		$g = g_{п} + g_{пл}$
Временная нагрузка				
Полезная нагрузка (по заданию)	$v \cdot 1$ м	v^n	γ_f [см.3]	$v = v^n + v_f$
	Если $v \leq 2$ кПа Если $v \geq 2$ кПа	— —	то $\gamma_f = 1,3$ то $\gamma_f = 1,2$	— —
Итого		v_n		v
Полная нагрузка		$q^n = g^n + v^n$		$q = g + v$

3.2.2. Статический расчет плиты

Изгибающие моменты определяются с учетом перераспределения усилий за счет пластической работы материалов (пластический шарнир) (рис. 7):
крайний пролет плиты:

$$M_I = \pm M_B = \pm \frac{q l_{p1}^2}{11};$$

средний пролет:

$$M_{II} = \pm M_C = \pm \frac{q l_{p2}^2}{16}.$$

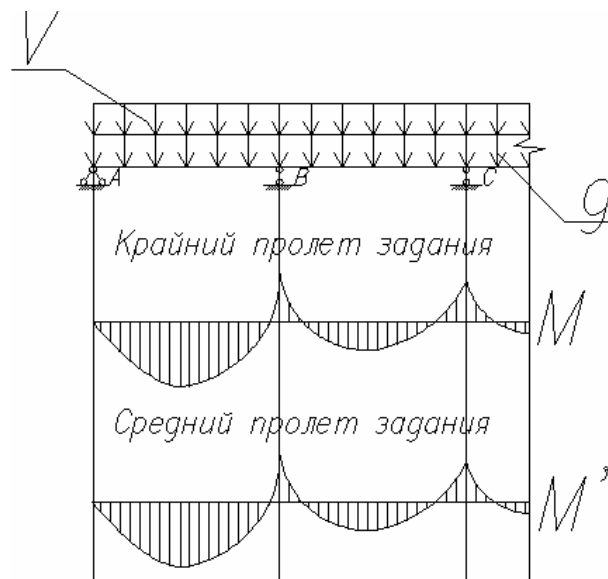


Рис. 7. Эпюры моментов в крайнем и средних пролетах здания

Для среднего пролета здания изгибающие моменты в средних пролетах плиты под влиянием распоров, возникающих за счет окаймления плиты по контуру монолитно связанными балками, уменьшаются на 20 %:

$$\text{крайний пролет плиты } M'_I = \pm M'_B = \pm \frac{ql_{p1}^2}{11};$$

$$\text{средний пролет } M'_{II} = \pm M'_C = \pm 0,8 \frac{ql_{p2}^2}{16}.$$

Величину поперечных сил не определяют, ввиду того что тонкие плиты проектируют без постановки поперечной арматуры и, как правило, выполняются следующие условия [2]:

$$Q_{\max} \leq 0,5R_{bt}bh_0.$$

3.2.3. Конструктивный расчет плиты

1. Расчетные характеристики материалов принимаем по таблицам [1]:

а) бетон R_b ; γ_{b2} :

при $v^n < 8,5 \text{ кН/м}^2$ — В15;

при $v^n \geq 8,5 \text{ кН/м}^2$ — В20;

б) $\gamma_n = 0,95$ [3] — коэффициент надежности по назначению здания;

в) арматура:

В500 R_s ;

А240 А400 А500 R_s .

Плиты армируются обычно рулонными сетками с продольной рабочей арматурой класса В500 (непрерывное армирование). При раздельном армировании применяются плоские сварные сетки с поперечной рабочей арматурой класса А240; А400.

2. Проверяем высоту сечения плиты. Задаемся $\xi = 0,1 \dots 0,15$, определяем $\alpha_m = \xi(1 \dots 0,5\xi)$ и вычисляем рабочую высоту сечения по формуле

$$h_{os} = \sqrt{\frac{M_{\max} \gamma_n}{\alpha_m R_b b}}$$

или по прил. 1.

Полная высота сечения $h_s = h_{os} + a$ (рис. 8), где $a = c + d$; c — толщина защитного слоя бетона [1]; d — диаметр рабочей арматуры; высоту сечения h_s принимаем кратной 10 мм.

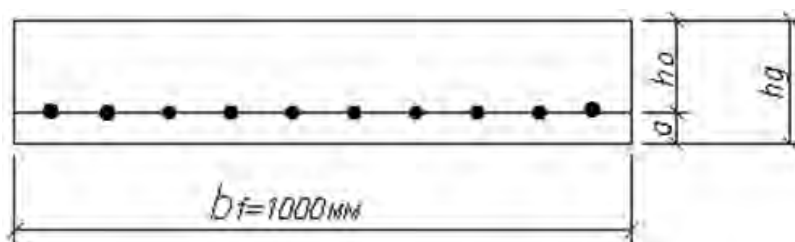


Рис. 8. Сечение плиты

3. Подбираем сечение рабочей арматуры (прил. 2):

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}}$$

$$a_m = \frac{M}{R_b b h_{os}^2}$$

Определяем площадь арматуры в следующих сечениях (см. рис. 7):

1—1:

$$\alpha_{m1} = \frac{M}{R_b b h_{os}^2} \rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_{m1}} \rightarrow \text{если } \xi \leq \xi_R \rightarrow \zeta = 1 - \frac{\xi}{2} \rightarrow A_{s1}^{тр} \frac{M_1}{R_s h_0 \zeta};$$

2—2:

$$\alpha_{m2} = \frac{M_2}{R_b b h_{os}^2} \rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_{m2}} \rightarrow \text{если } \xi \leq \xi_R \rightarrow \zeta = 1 - \frac{\xi}{2} \rightarrow A_{s2}^{тр} \frac{M_1}{R_s h_0 \zeta};$$

3—3:

$$\alpha_{m3} = \frac{M'_2}{R_b b h_{os}^2} \rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_{m3}} \rightarrow \text{если } \xi \leq \xi_R \rightarrow \zeta = 1 - \frac{\xi}{2} \rightarrow A_{s2}^{тр} \frac{M'_2}{R_s h_0 \zeta}.$$

$$A_{S \min} = \frac{\mu_{\min} b h_0}{100 \%} = \frac{0,1 b h_0}{100 \%}; \mu_{\min} = 0,1 \%$$

3.2.4. Конструирование плиты

Непрерывное армирование (рис. 9). Армируем плиту одной сеткой, которая подбирается по усилиям в средних пролетах, а в крайних пролетах устанавливаем дополнительную сетку. По сортаменту подбираем сетку С-1 площадью $A_{S \text{ II}}^{\text{фак}} \geq A_{S \text{ II}}^{\text{тр}} \geq A_{S \min}$. Дополнительная сетка С-2 подбирается по сортаменту площадью [прил. 3] $A_{S \text{ доп}} \geq A_{S \text{ I}}^{\text{тр}} - A_{S \text{ II}}^{\text{фак}}$, С-1 и С-2 — сетки для крайнего пролета здания; С-3 и С-4 — для среднего; С-3 — с площадью арматуры $A_{S \text{ III}}^{\text{фак}}$; С-4 — дополнительная сетка площадью арматуры $A_{S \text{ доп}} = A_{S \text{ I}}^{\text{тр}} - A_{S \text{ III}}^{\text{фак}}$; для среднего пролета здания.

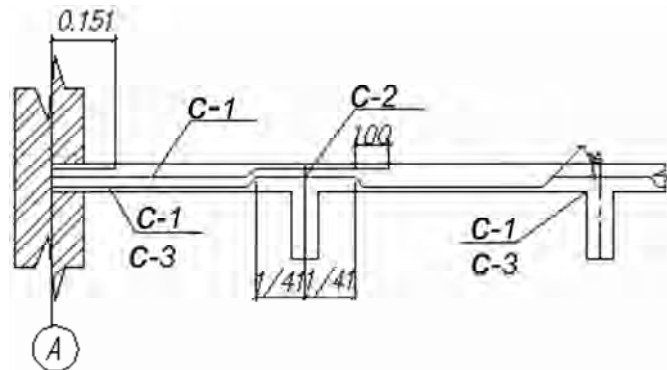


Рис. 9. Непрерывное армирование плиты

Раздельное армирование (рис. 10). Плита армируется отдельными сварными сетками.

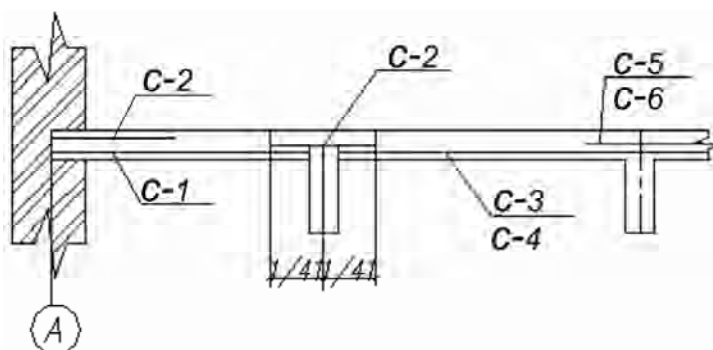


Рис. 10. Раздельное армирование плиты

Раскладка сеток. С-1, С-2, С-3, С-5 — сетки для крайнего пролета здания; С-1, С-2, С-4, С-6 — сетки для среднего пролета здания.

При непрерывном армировании (рис. 11) необходимо рассчитывать количество сеток, укладываемых в пролете. Сетки рулонные принимаются в соответствии с ГОСТ 8478—81, шириной B 900, 1100, 1300, 1400, 1500, 1700, 2300, 2500, 2700, 2900, 3500 мм. Диаметр и шаг стержней унифицированных сеток принимают по прил. 3.

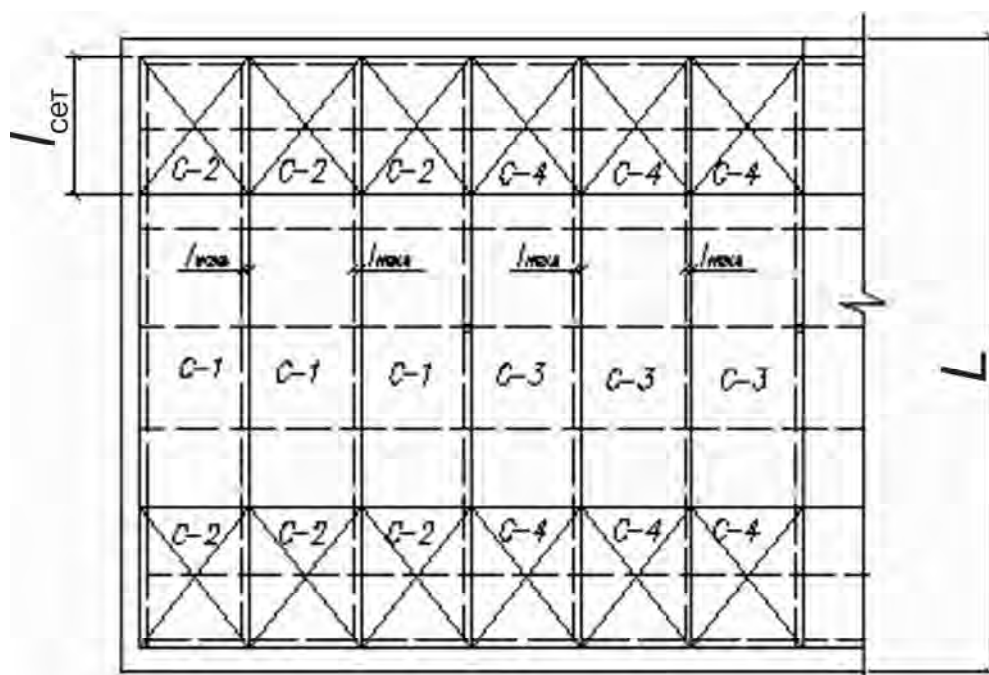


Рис. 11. Раскладка сеток при непрерывном армировании

Количество сеток, укладываемых в пролетах здания, можно определить следующим образом:

для крайних пролетов

$$n = \frac{b_{\text{укл. сет}}^{\text{кр}}}{B}, \quad b_{\text{укл. сет}}^{\text{кр}} = l_{\text{sb}}^{\text{кр}} - \frac{b_{\text{мп}}}{2} - l_{\text{sup.sb}} + l_{\text{sup.s}} - 10;$$

для средних пролетов

$$n = \frac{b_{\text{укл. сет}}^{\text{кр}}}{B}, \quad b_{\text{укл. сет}}^{\text{кр}} = l_{sb}^{\text{кр}} - b_{\text{тр}}, \quad l_{\text{нахл}} = \frac{l_{sb}^{\text{н}} - b_{\text{укл. сет}}^{\text{кр}}}{m} \geq [l_{\text{нахл}}],$$

где $[l_{\text{нахл}}]$ принимается по [1] в зависимости от диаметра поперечной арматуры. Если $d \leq 4$ мм, то $[l_{\text{нахл}}] \geq 50$ мм; если $d \geq 4$ мм, то $[l_{\text{нахл}}] \geq 100$ мм.

При раздельном армировании (рис. 12) длина и ширина нижних сеток зависит от размеров ячеек в свету.

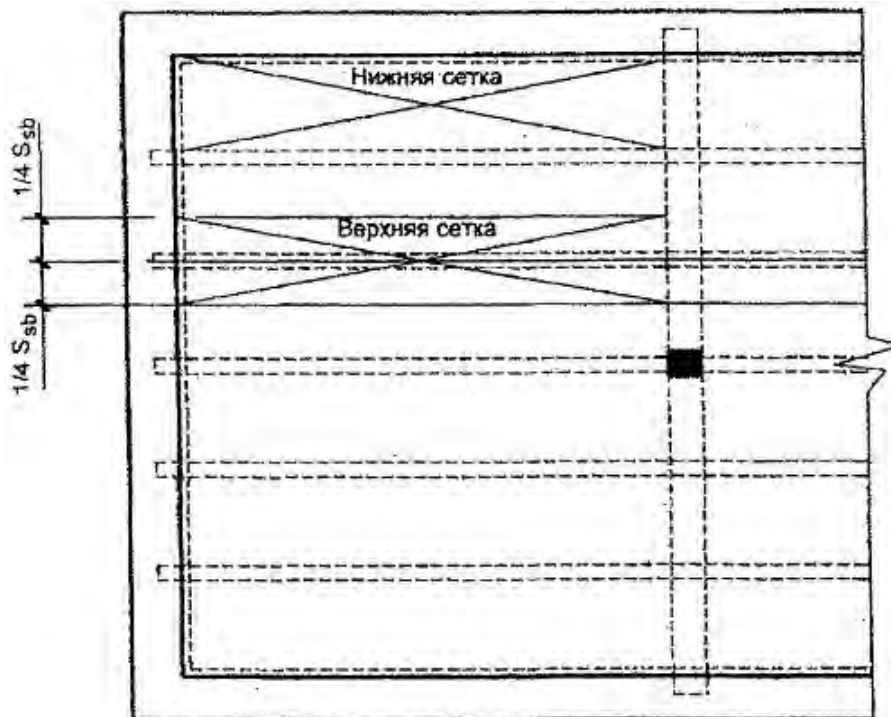


Рис. 12. Расположение сеток при раздельном армировании

Верхние сетки располагаются над второстепенными балками и заводятся на $j l_p$ в ту и другую сторону от оси второстепенных балок.

3.3. Расчет и конструирование второстепенной балки

3.3.1. Расчетная схема и расчетное сечение второстепенной балки

В расчетном отношении второстепенная балка представляет собой многопролетную неразрезную равнопролетную или с отличающимися менее 20 % пролетами балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой.

Расчетные длины определяются так же, как и в плите, и принимаются для крайних пролетов равными расстоянию от центра площадки опирания до грани главной балки; для средних пролетов — равными расстоянию между внутренними гранями главных балок.

Второстепенная балка рассчитывается на основные сочетания нагрузок. Сбор нагрузок на второстепенную балку ведется в табличной форме (табл. 4).

Ширина грузовой площади $A = S_{sb}$.

Сбор нагрузок на второстепенную балку

Вид нагрузки	Подсчет	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянная нагрузка				
Вес пола	$g_{п}S_{sb}$	$g_{п}^n$	1,3	$g_{п} = 1,3g_{п}^n$
Вес плиты	$25h_s S_{sb}$, кН/м ³	g_s^n	1,1	$g_s = 1,3g_s^n$
Собственный вес ребра	$25(h_{sb} - h_s)b_{bs} = g_{sb}^n$, кН/м ³	g_{sb}^n	1,1	$g_{sb} = 1,3g_{sb}^n$
Итого	$g^n = g_s^n + g_{sb}^n$ $g = 1,3g_{п}^n + 1,1(g_s^n + g_{sb}^n)$			
Временная нагрузка				
Полезная нагрузка (по заданию)	vS_b	v^n	γ_f	$v = \gamma_f v^n$
	Если $v > 2$ кПа Если $v \geq 2$ кПа	— —	то $\gamma_f = 1,3$ то $\gamma_f = 1,2$	— —
Итого	—	v^n	—	$v = \gamma_f v^n$
Полная нагрузка	—	$q = g^n + v^n$	—	$q = g + v$

Расчетные сечения второстепенной балки принимаются: в пролете — таврового сечения, на опоре — прямоугольного (рис. 13).

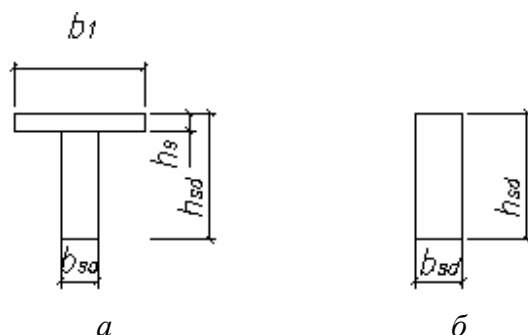


Рис. 13. Расчетные сечения второстепенных балок:
а — в пролете; б — на опоре

Так как на опоре действует отрицательный момент и плита оказывается в растянутой зоне, расчет балки ведут как для прямоугольного сечения (прил. 2), в пролете балка рассчитывается как тавровое сечение (приведен в прил. 4).

3.3.2. Статический расчет второстепенной балки

Огибающую эпюру моментов второстепенной балки строят для двух схем загрузки:

1) полная нагрузка $q = g + v$ в нечетных пролетах и условная постоянная нагрузка $q' = g + 0,25v$ в четных;

2) полная нагрузка $q = g + v$ в четных пролетах и условная постоянная нагрузка $g' = g + 0,25v$ в нечетных.

Главная балка создает дополнительные закрепления, препятствующие повороту опор второстепенной балки, и этим уменьшает влияние полезной нагрузки загруженных пролетов на незагруженные. Условную нагрузку g' вводят в расчет для того, чтобы определить действительные отрицательные моменты в пролете второстепенной балки. Усилия во второстепенной балке определяют с учетом пластических свойств материалов.

Огибающая эпюра моментов (рис. 15) строится в зависимости от соотношения v/g по рис. 14 и значений коэффициента в табл. 5.

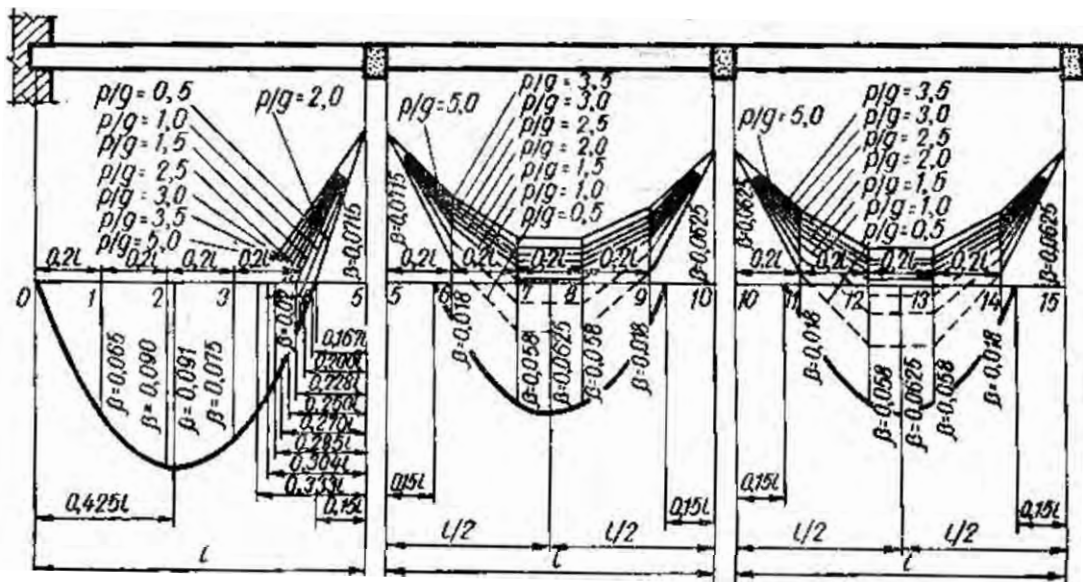


Рис. 14. Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных второстепенных балок

Таблица 5

Значения коэффициентов β_i

v/g	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	-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	-0,004	+0,004	-0,019	-0,0625
2,0	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-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	-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	-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	-0,0715	-0,04	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

Ординаты эпюры строятся через $0,2l_{p1}(l_{p2})$ по формуле

$$M_i = (g + v)\beta_i l_{pi}^2,$$

где β_i — коэффициент в i -й точке для всех положительных моментов, а также в опорных точках (см. рис. 14). Значения β_i для отрицательных моментов в пролетах даны в табл. 5.

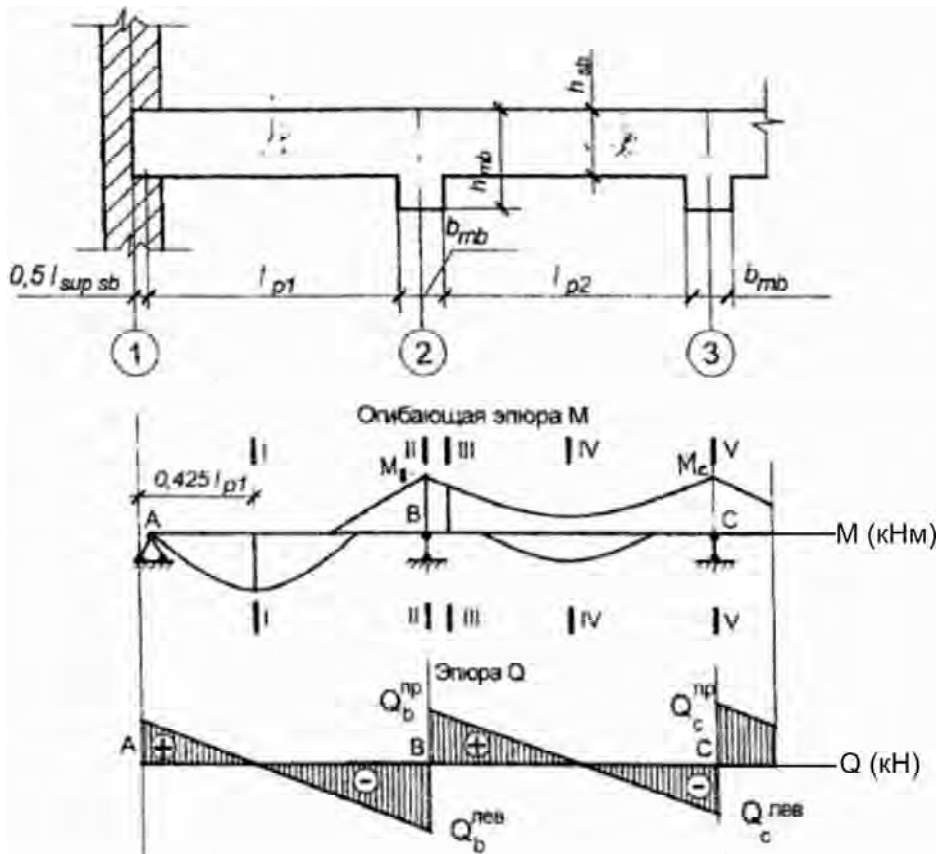


Рис. 15. Эпюры усилий во второстепенных балках

Поперечные силы определяются по следующим формулам:
на крайней свободной опоре

$$Q_A = 0,4ql_{p1};$$

на первой промежуточной опоре слева

$$Q_B^{lb} = -0,6ql_{p1}.$$

Это связано с тем, что M'_{\max} в первом пролете находится не в середине пролета, а на расстоянии $0,425l_p$.

На первой промежуточной опоре справа и на всех остальных опорах

$$Q_B^n = Q_C^n = \pm 0,5ql_{p2}.$$

3.3.3. Конструктивный расчет сечений

Расчет по подбору продольной арматуры необходимо провести в двух пролетах по пяти сечениям. Задаемся материалами и определяем их расчетные характеристики по таблицам [1].

Размеры сечения уточняются по моменту на первой промежуточной опоре. Поскольку расчет ведется по выровненным моментам, принимаем $\xi_R = 0,3 \dots 0,4$.

$$a_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right); \quad h_{osb} = \sqrt{\frac{M_b \gamma_{II}}{R_b b_{sb} \alpha_m}}.$$

Затем унифицируем размеры и подбираем рабочую арматуру в расчетных нормальных сечениях (прил. 5):

1) в первом (I—I) и среднем (IV—IV) пролетах — как для таврового сечения (прил. 4);

2) на первой промежуточной опоре (II—II) и средних опорах (V—V) — как для прямоугольного сечения (прил. 2);

3) на действие отрицательного момента в средних пролетах (III—III) — как для прямоугольного сечения (прил. 2).

Расчет по наклонным сечениям на действие поперечной силы выполняем по прил. 6 для трех расчетных сечений:

1) на крайней свободной опоре Q_A ,

2) на первой промежуточной опоре слева — $Q_B^{\text{лев}}$ и справа — $Q_B^{\text{пр}}$.

При расчете на действие поперечной силы определяют диаметр и шаг поперечных стержней (прил. 3). Затем строим эпюру материалов. Расчет ведется в табличной форме, приведенной ниже.

Таблица 6

Расчет эпюры сечений

№ сечения	d обрываемого стержня, мм	Оставшаяся арматура			b	h_0	$x = (R_s A_s) / (R_b b)$	$h_0 - 0,5x$	$M = R_s A_s (h_0 - 0,5x)$	$Q_{\text{ГТО}}$	Шаг поперечных стержней в пропорной зоне S	$q_{\text{СВ}} = (R_{\text{СВ}} A_{\text{СВ}}) / S$	$W = Q_{\text{ГТО}} / 2 q_{\text{СВ}} + 5d_{\text{обр}} \geq 20 d_{\text{обр}}$
		\emptyset и класс арматуры	A_s арматуры, см ²	R_s , МПа									

3.3.4. Конструирование второстепенных балок

Второстепенные балки армируются в пролете плоскими каркасами, обычно двумя, которые соединяются в пространственный приваркой горизонтальных стержней диаметром, назначенным из условия сварки, и шагом 1,0... 1,5 м. Каркасы доводят до грани главных балок.

На опорах второстепенные балки армируют сетками. Места обрыва надпорных сеток устанавливаются в соответствии с эпюрой отрицательных моментов. Отрицательные моменты в пролете за местом обрыва сеток воспринимаются верхней арматурой каркасов балки.

Каркасы второстепенных балок связывают между собой по низу стыковыми стержнями диаметром $d \geq 0,5d_1$, но не менее 10 мм, где d_1 — диаметр рабочих стержней второстепенных балок. Стыковочные стержни заводят за грани главной балки не менее чем на $15d$. Пример армирования второстепенной балки приведен в прил. 7.

3.4. Расчет и конструирование главной балки

3.4.1. Расчетная схема и расчетное сечение главной балки

Расчетная схема главной балки (рис. 16) представляет собой неразрезную равнопролетную балку. Расчетные величины пролетов принимаются равными расстоянию между осями опор, а для крайних пролетов — расстоянию от середины площадки опирания ($l_{sup mb}$) главной балки на стену до оси колонны. Разница между пролетами не должна превышать 10 %.

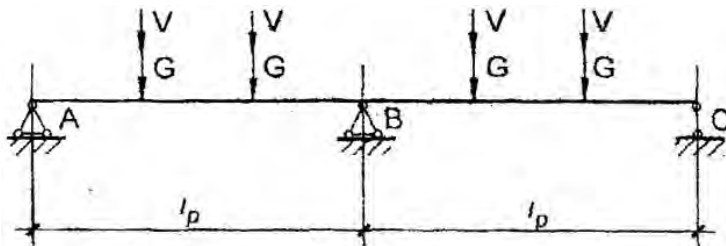


Рис. 16. Расчетная схема главной балки

Нагрузку, передаваемую второстепенными балками на главную, учитывают в виде сосредоточенных сил без учета неразрезности второстепенных балок. Если число второстепенных балок, опирающихся на главную, больше трех в пролете, то сосредоточенные силы заменяют на равномерно распределенную эквивалентную нагрузку. В этом случае эпюры моментов от сосредоточенных сил и равномерно распределенной нагрузки очень близки по значениям.

Сбор нагрузок ведется в табличной форме, приведенной ниже. Грузовая площадь $A_{гр} = l_{sb} S_{sb}$.

Таблица 7

Сбор нагрузок на главную балку

Вид нагрузки	Подсчет	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянная нагрузка				
Вес пола	$g_n l_{sb} S_{sb} = G_{п}^n, \text{Н/м}^3$	$G_{п}^n$	1,3	$G_{п} = 1,3G_{п}^n$
Вес плиты	$25h_{sb}l_{sb}S_{sb} = G_{пл}^n, \text{кН/м}^3$	$G_{пл}^n$	1,1	$G_{пл} = 1,1G_{пл}^n$
Вес ребра второстепенной балки	$25(h_{sb} - h_s)b_{sb}l_{sb} = G_{пл}^n, \text{кН/м}^3$	$G_{пл}^n$	1,1	$G_{sb} = 1,1G_{sb}^n$
Вес ребра главной балки	$25(h_{sb} - h_s)b_{mb}S_{sb} = G_{пл}^n, \text{кН/м}^3$	$G_{пл}^n$	1,1	$G_{mb} = 1,1G_{mb}^n$
Итого		$G_n G$		
Временная нагрузка				
Полезная нагрузка	$v^n l_{sb} S_{sb}$	V^n	γ_f	$V = \gamma_f V^n$
—	Если $v^n \geq 2 \text{ кПа}$	—	то $\gamma_f = 1,2$	—
—	Если $v^n < 2 \text{ кПа}$	—	то $\gamma_f = 1,3$	—

Расчетные сечения главной балки (рис. 17) принимаются в пролете таврового сечения с шириной полки $b'_f = \frac{1}{3}l_{sb}$, на опоре — прямоугольного сечения.

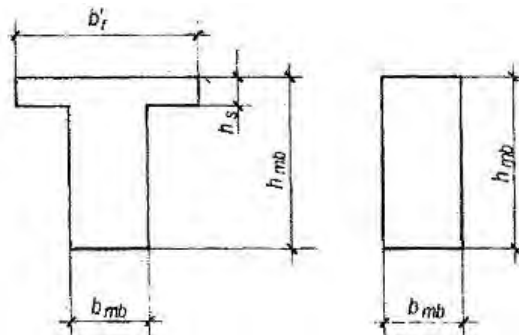


Рис. 17. Расчетные сечения главной балки

3.4.2. Статический расчет главной балки

Главные балки рассчитываются как упругая система. Для этого сначала рассчитывают их как статически неопределимую систему на действие расчетной постоянной нагрузки и различных случаев невыгодного расположения расчетной временной нагрузки.

Огибающие эпюры моментов и поперечных сил строят по таблицам Винклера (для равномерно-распределенной нагрузки) и Менша (для сосредоточенных сил):

$$M_i = M_G + M_v.$$

$$Q_i = Q_G + Q_v.$$

3.4.3. Конструктивный расчет главной балки

Расчетные характеристики материалов принимаем по таблицам [1].

При подборе сечений в первую очередь уточняем размер поперечного сечения балки по усилию, действующему на грани опоры B , т. е. по грани колонны:

$$M_B^{гр} = M_B - \frac{Q_B^{\min \text{ лев}} h_c}{2},$$

где $Q_B^{\min \text{ лев}}$ — наименьшая поперечная сила на опоре (по эпюре); h_c — высота сечения колонны.

Задаемся $\xi = 0,3 \dots 0,4$; $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$.

$$h_{0mb} = \sqrt{\frac{M_B^{гр}}{R_b b_{mb} \alpha_m}}.$$

Определяем $h_{mb} = h_{0mb} + a$. В местах пересечения второстепенных и главной балок в верхней зоне над колонной пересекается верхняя арматура трех элементов: плиты, второстепенной балки и главной балки. Поэтому на опоре глав-

ной балки, в зависимости от числа рядов арматуры, принимаем $a = 60 \dots 90$ мм. Затем унифицируем размеры сечения главной балки.

По расчету нормальных сечений подбираем арматуру в пролетах на действие положительного момента (прил. 2), на опорах — на действие отрицательного момента (прил. 4).

Поперечная арматура и ее шаг определяются из расчета по наклонному сечению на действие поперечных сил (прил. 6). Обрыв стержней или каркасов в пролетах и на опорах определяют по эпюре моментов (прил. 7).

На главную балку нагрузка передается через сжатую зону на опоре второстепенной балки — в средней части высоты главной балки (рис. 18).

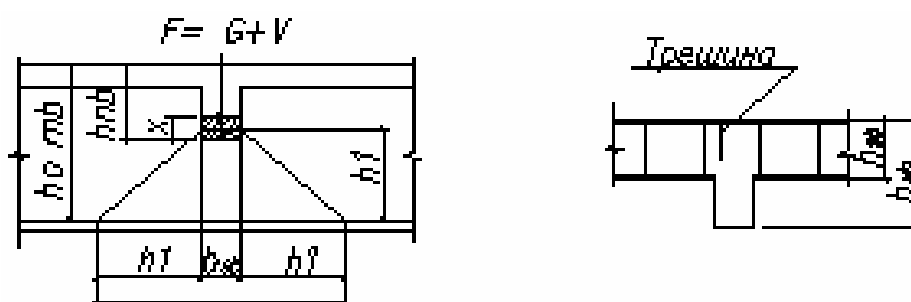


Рис. 18. Схема передачи нагрузки на главную балку

Эта местная сосредоточенная нагрузка воспринимается поперечной арматурой главной балки и дополнительными сетками в местах опирания второстепенных балок. Площадь сечения арматуры дополнительной сетки определяется из условия:

$$F = \left(1 - \frac{h_1}{h_{0mb}} \right) \leq \sum R_{sw} A_{sw}.$$

Длина зоны, в пределах которой устанавливается дополнительная сетка:

$$a = b_{sb} + 2h_1;$$

$$h_1 = h_{0mb} - h_{sb} + 0,5x;$$

$$F = G + V,$$

где F — отрывающая сила; h_1 — расстояние от уровня передачи отрывающей силы на элемент до центра тяжести сечения продольной арматуры; $\sum R_{sw} A_{sw}$ — сумма поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, устанавливаемыми дополнительно по длине зоны отрыва.

3.4.4. Конструирование главной балки

Главную балку армируют в пролете двумя или тремя плоскими каркасами. Два плоских каркаса доводят до грани колонн, а третий, если он есть, обрывают в пролете по эпюре материалов. Возможен также обрыв в пролете части стержней каркасов.

На опоре главную балку армируют самостоятельными каркасами, заводимыми сквозь арматурный каркас колонн.

В местах сопряжения второстепенной балки с главной устанавливают дополнительные сетки на действие местной нагрузки.

Примеры армирования главной и второстепенной балок даны в прил. 8, 9.

4. ОСНОВНЫЕ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ СПЕЦИФИКАЦИИ

На все элементы перекрытия составляют спецификацию расхода арматуры. Примеры заполнения спецификации изделий выборки арматуры, ТЭП, приведены в табл. 8, 9, 10 соответственно.

Таблица 8

Расход арматуры

№ п/п	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса единицы, кг	Примечание
1	2	3	4	5	6
<i>Перекрытие П-1. Сборочные единицы</i>					
Сетки арматурные					
	С-1	$\frac{d-u}{d_w-v} BL \frac{C_1}{C_2}$	n		
1		d Вр-I	n		
2		d_w Вр-I	n		
Каркасы					

Таблица 9

Выборка арматуры

Марка элемента	Арматурные изделия															
	Арматурная сталь															
	B500C ГОСТ Р 52544—2006 ГОСТ 6727-80				A240 ГОСТ 5781—82				A400 ГОСТ 5781—82				A600 ГОСТ 5781—82			
	d , мм															
	3	4	5	Итого	6	8	10	12	Итого	10	12	25	Итого	20	Итого	Все-го
П-1	3	2	12	15,4	3	—	—	—	3	—	11	—	11	32	32	61,4

Таблица 10

Технико-экономические показатели

Наименование элемента	Объем бетона, м ³	Расход стали, кг	Расход стали на 1 м ³ бетона, кг/м ³

5. ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Курсовой проект представляется к защите с расчетно-пояснительной запиской и графическим материалом.

5.1. Требования к составлению пояснительной записки

Расчетно-пояснительная записка состоит из титульного листа, задания на проектирование, оглавления, расчетно-конструктивной части и списка используемой литературы.

На титульном листе указываются сверху вниз построчно:

наименование учебного заведения;

полное название кафедры (Кафедра строительных конструкций, оснований и надежности сооружений, СКОиНС);

заголовок (Пояснительная записка к курсовому проекту «Ребристое монолитное железобетонное балочное перекрытие многоэтажного промышленного здания»);

фамилия, инициалы консультанта и исполнителя, номер группы;

год издания.

Основная часть пояснительной записки состоит из разделов, отражающих этапы работы.

Результаты вычислений можно представить в табличной форме. Таблицу помещают в тексте сразу же после первого упоминания о ней.

Схемы, графики, чертежи, помещенные в тексте, именуется рисунками и выполняются карандашом или тушью. Ссылка на источники дается в виде номера источника в квадратных скобках.

5.2. Оформление графической части

Графическая часть выполняется в соответствии с требованиями ЕСКД. Компонировка графического материала предусматривает размещение в правом нижнем углу штампа; в верхней части листа — планов, разрезов, видов; в нижней — узлов, деталей, сечений.

Название изображения располагают над ним. Заголовки ведомостей и других таблиц не подчеркивают.

Чертежи элементов железобетонных конструкций состоят из видов, разрезов и схем армирования.

На видах элемента конструкции показывают его контуры и габаритные размеры, закладные детали, отверстия и т. п. Схемы армирования и относящиеся к ним разрезы изображают в условном предположении прозрачности бетона. Здесь показывают: контуры и габаритные размеры элемента, арматурных изделий (каркасов, сеток, отдельных стержней), толщину защитного слоя бетона.

На схемах армирования и относящихся к ним разрезах дают обозначения арматурных изделий, указывают полное наименование позиций арматуры (номер позиции, количество стержней, класс арматуры, шаг ритмично расположенных стержней) (рис. 19).

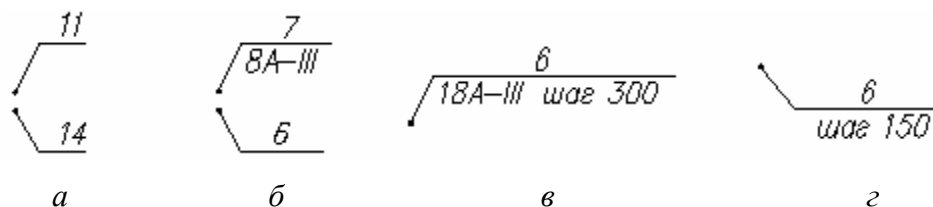


Рис. 19. Маркировка арматуры: *a* — сокращенная выноска; *б* — полная выноска арматурных стержней; *в* — полная выноска ритмично расположенных стержней; *г* — сокращенная выноска ритмично-расположенных стержней

Чертежи арматурных изделий сопровождаются таблицами спецификаций и выборкой стали на все конструктивные элементы в отдельности.

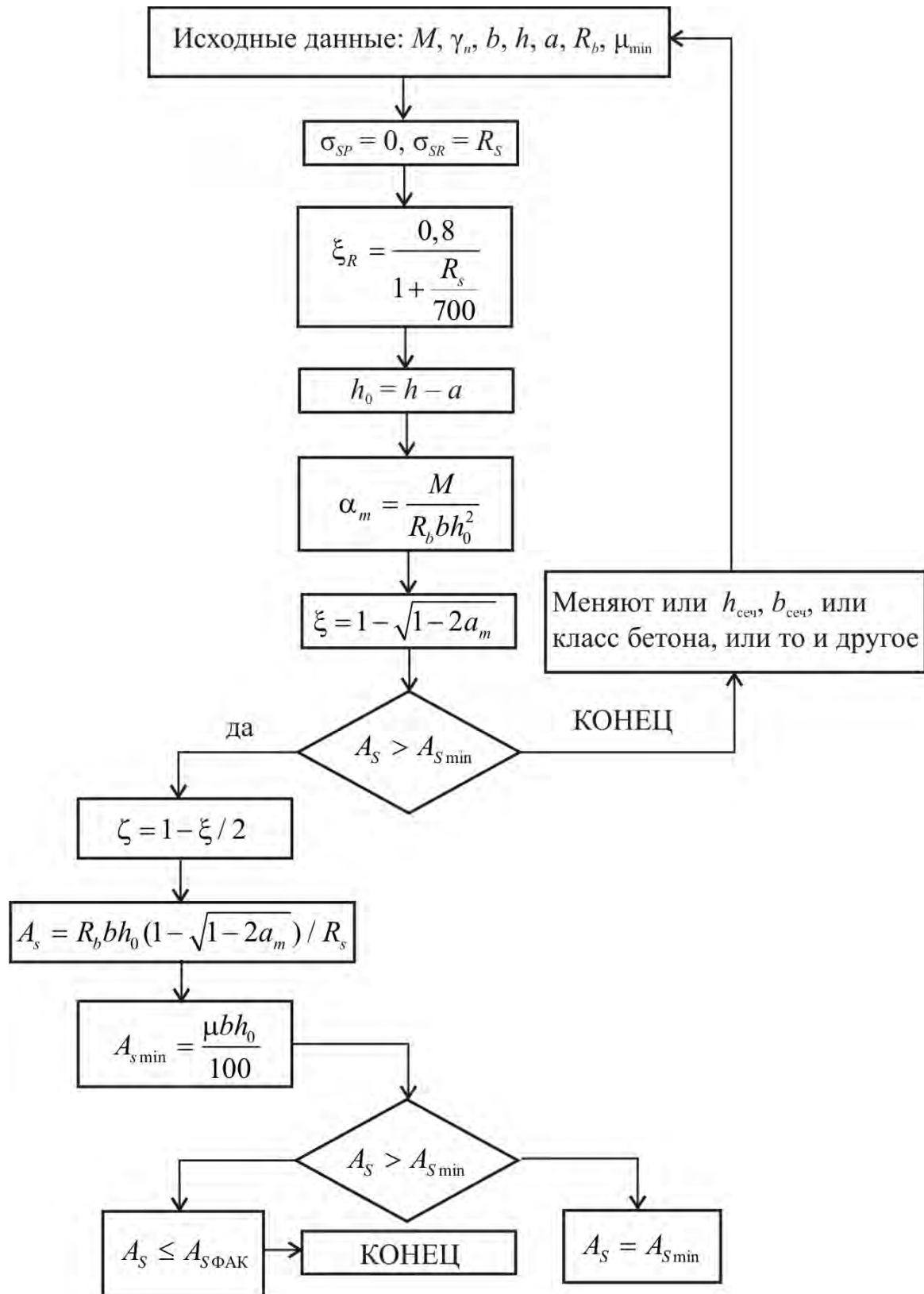
Библиографический список

1. СП 63.13330.2011. Бетонные и железобетонные конструкции. — М. : Стройиздат, 2011.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101—2003). — М. : Стройиздат, 2005.
3. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. — М. : Стройиздат, 2011.
4. Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс : учебник для вузов. — 5-е изд., перераб. и доп. / В. Н. Байков, Э. А. Сигалов. — М. : Стройиздат, 2009. — 767 с.
5. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). — М. : Стройиздат, 1978. — 421 с.
6. Проектирование железобетонных конструкций : справочное пособие. — 2-е изд. перераб. и доп. / под ред. А. Б. Голышева. — Киев : Будивэльнык, 1990. — 496 с.
7. Лишак В. И. Расчет бескаркасных зданий с применением ЭВМ / В. И. Лишак. — М. : Стройиздат, 1977. — 90 с.
8. Улицкий И. И. Железобетонные конструкции: расчет и конструирование / И. И. Улицкий. — Киев : Будивэльнык, 1972. — 992 с.

Таблица для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения,
армированных одиночной арматурой

ζ	θ	α_m	ξ	θ	α_m
1	2	3	4	5	6
0,01	0,995	0,01			
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
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	0,955	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	0,380
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	0,236	0,62	0,690	0,428
0,28	0,860	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	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	0,446
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
0,36	0,820	0,295			

Блок-схема определения площади продольной арматуры для прямоугольного сечения



**Таблицы для назначения диаметра и шага стержней
сварных унифицированных сеток**

Таблица П.3.1

Таблица для назначения диаметра и шага рабочих стержней

Шаг стержней, мм	Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины сетки, см ² , при диаметре стержней						
	3	4	5	6	8	10	12
	Арматура класса В500			Арматура классов А240 и А400			
100	0,71	1,26	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31
125	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05
150	0,47	0,84	1,31	1,89	3,35	5,23	7,54
200	0,35	0,63	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65

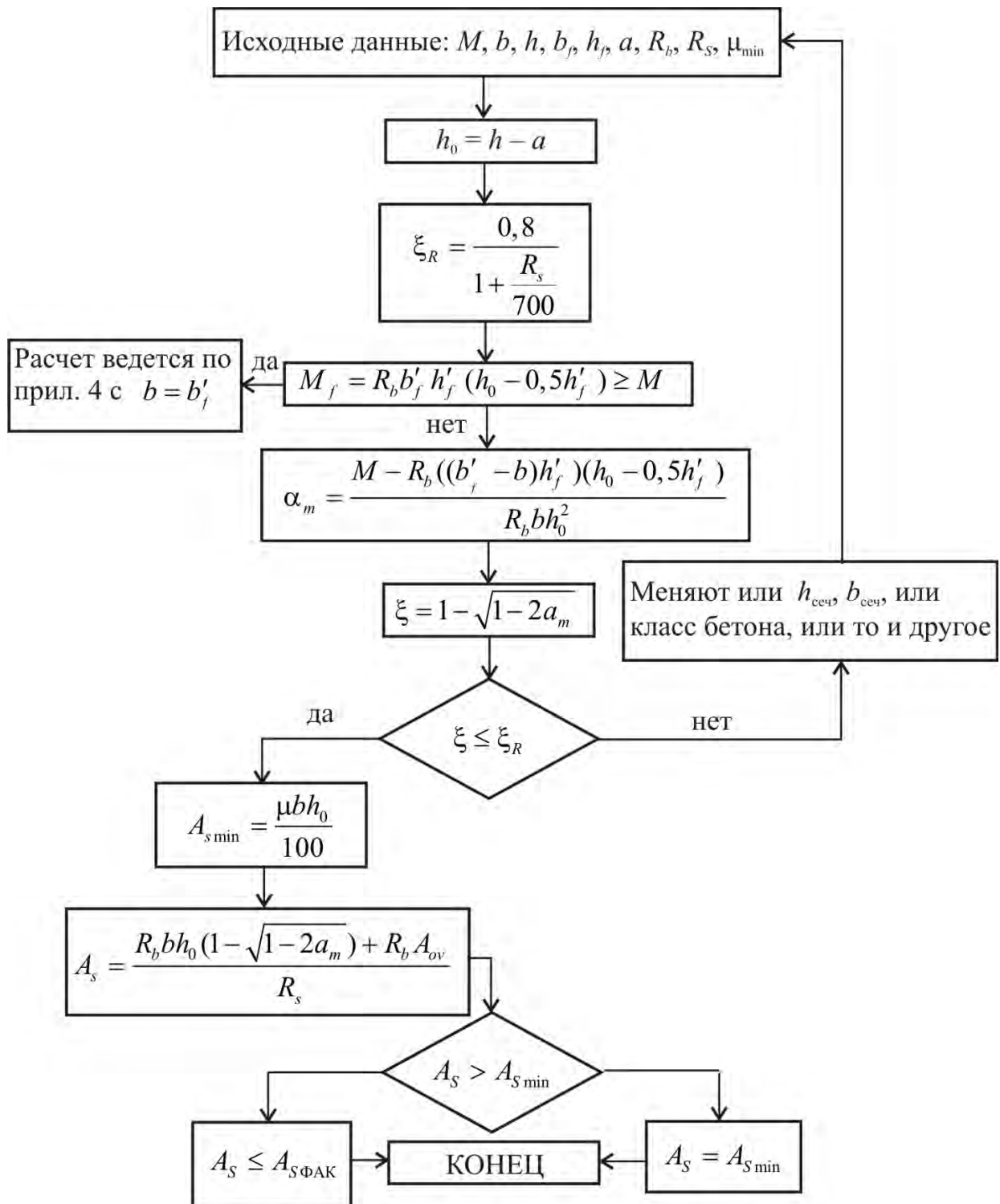
Таблица П.3.2

Таблица для назначения диаметра и шага распределительных стержней

Шаг стержней рабочей арматуры, мм	Диаметр стержней рабочей арматуры, мм					
	3 — 4	5	6	8	10	12
100	$\frac{3}{400}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$
125	$\frac{3}{400}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$
150	$\frac{3}{400}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{6}{350}$
200	$\frac{3}{400}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{5}{350}$

Примечание. По принятому диаметру и шагу стержней рабочей арматуры в таблице находят диаметр (в числителе) и шаг (в знаменателе) для распределительной арматуры.

Блок-схема определения площади продольной арматуры для таврового сечения

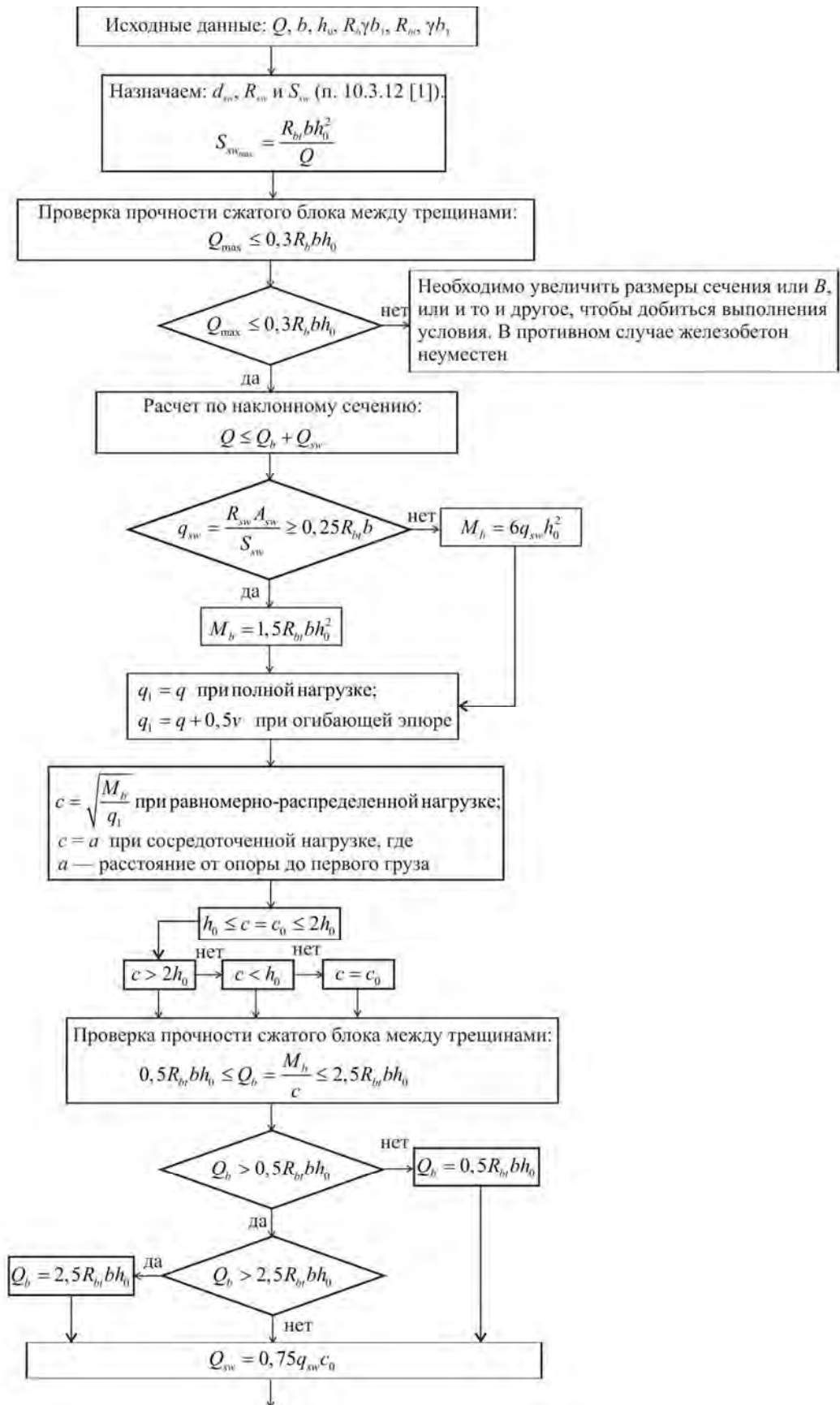


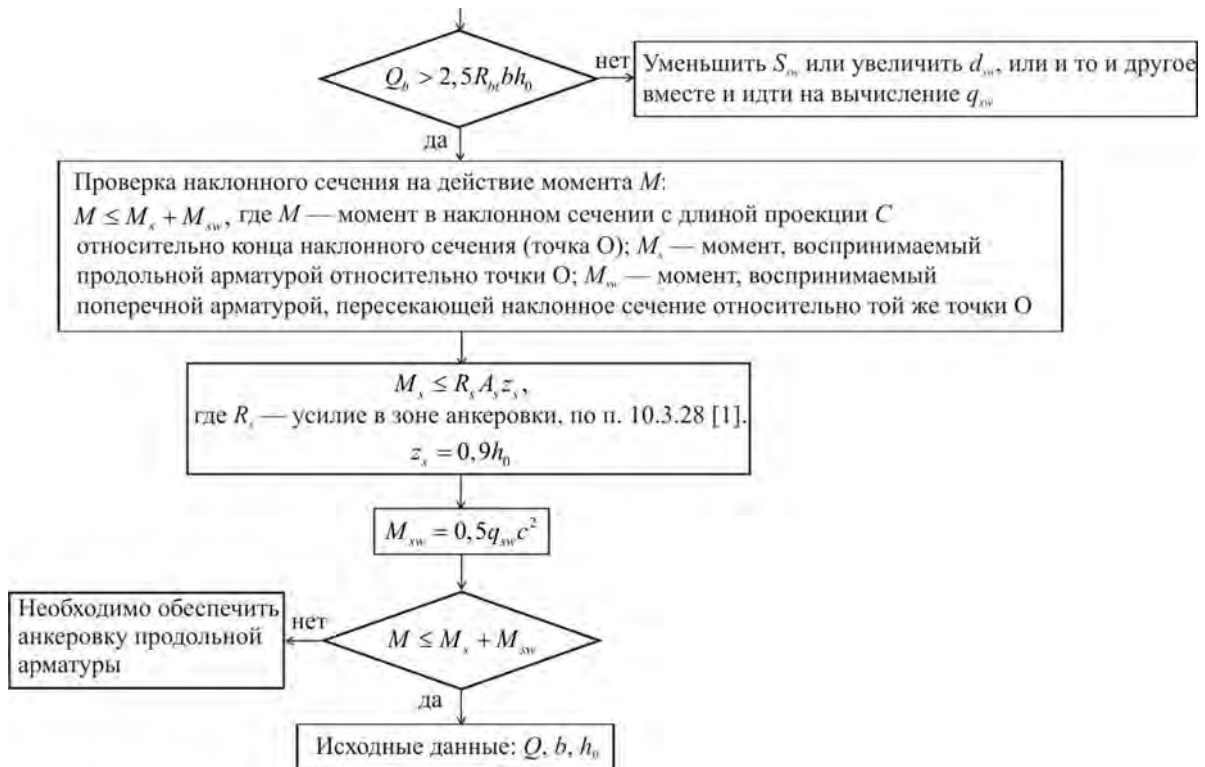
**Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры,
сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля
и обыкновенной арматурной проволоки**

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней										Масса кг/м	Классы арматуры				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A240	A300, A400	A600	A800	B500
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	—	—	—	—	+
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	—	—	—	—	+
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	—	—	—	—	+
6	0,283	0,57	0,85	1,18	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	+	—	—	—	—
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	+	—	—	—	—
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	+	+	+	+	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	+	+	+	+	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	+	+	+	+	—
16	2,011	4,02	6,08	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,112	1,578	+	+	+	+	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	+	+	+	+	—
20	3,142	6,28	9,14	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	+	+	+	+	—
22	3,801	7,6	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	+	+	+	+	—
25	4,909	9,82	14,73	19,69	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	3,853	+	+	+	+	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834	+	+	+	—	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	+	+	+	—	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,990	+	+	—	—	—
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,870	+	+	—	—	—

Примечание: знаком + отмечены прокатываемые диаметры.

Расчет наклонного сечения





Приложение 7

Расчет по наклонному сечению на действие момента

Расчет ведется из условия:

$$M \leq M_s + M_{sw};$$

$$M_s = N_s Z_s;$$

$$N_s = R_s A_s;$$

$$Z_s = h_0 - \frac{N_s}{2R_b b}.$$

Допускается принимать $Z_s = 0,9h_0$, где b — ширина сжатой зоны.

$$M_{sw} = 0,5q_{sw}c^2,$$

где $h_0 \leq c \leq 2h_0$.

Пример армирования второстепенной балки

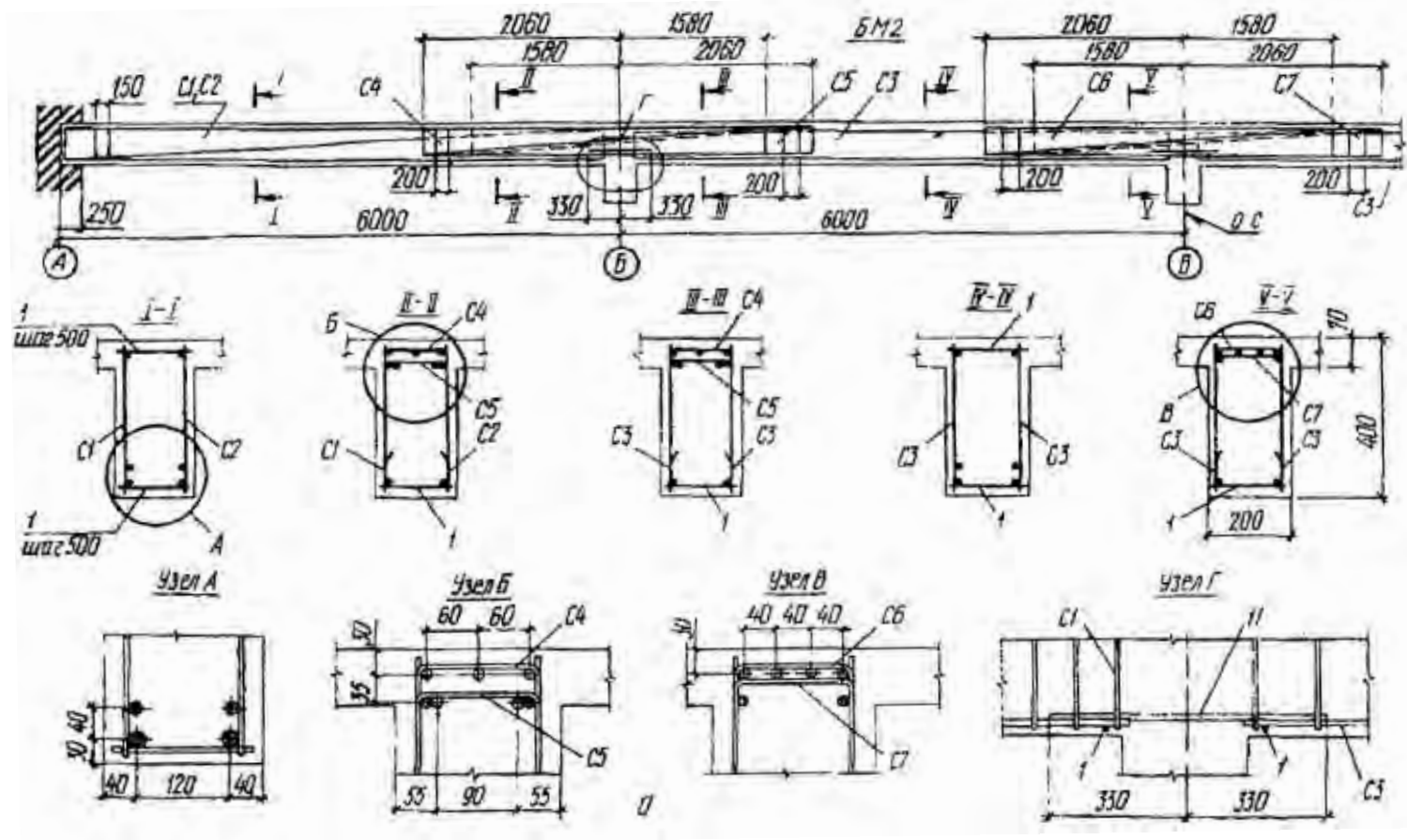


Рис. П.8.1. Опалубочный чертеж

Пример армирования главной балки

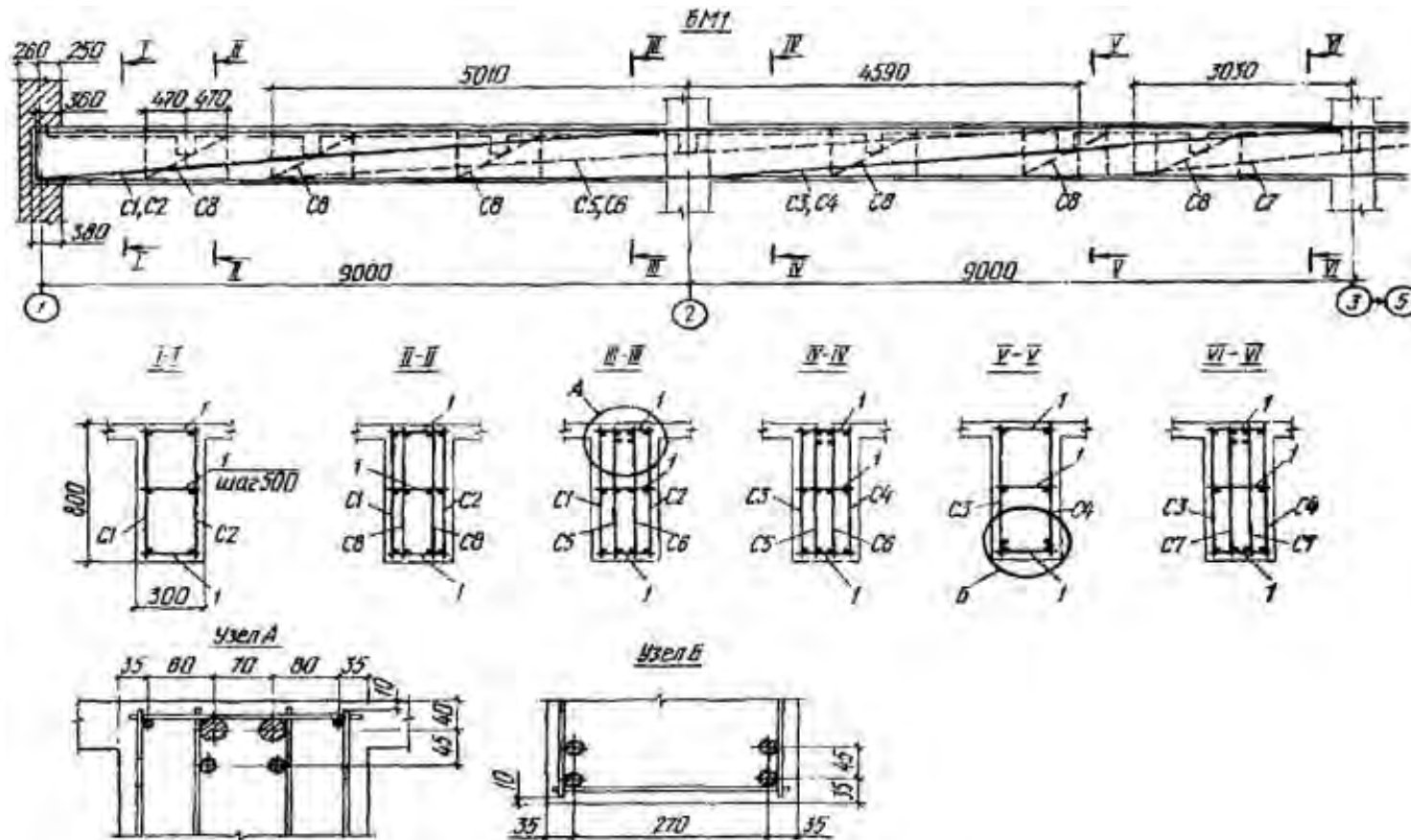


Рис. П.9.1. Опалубочный чертеж

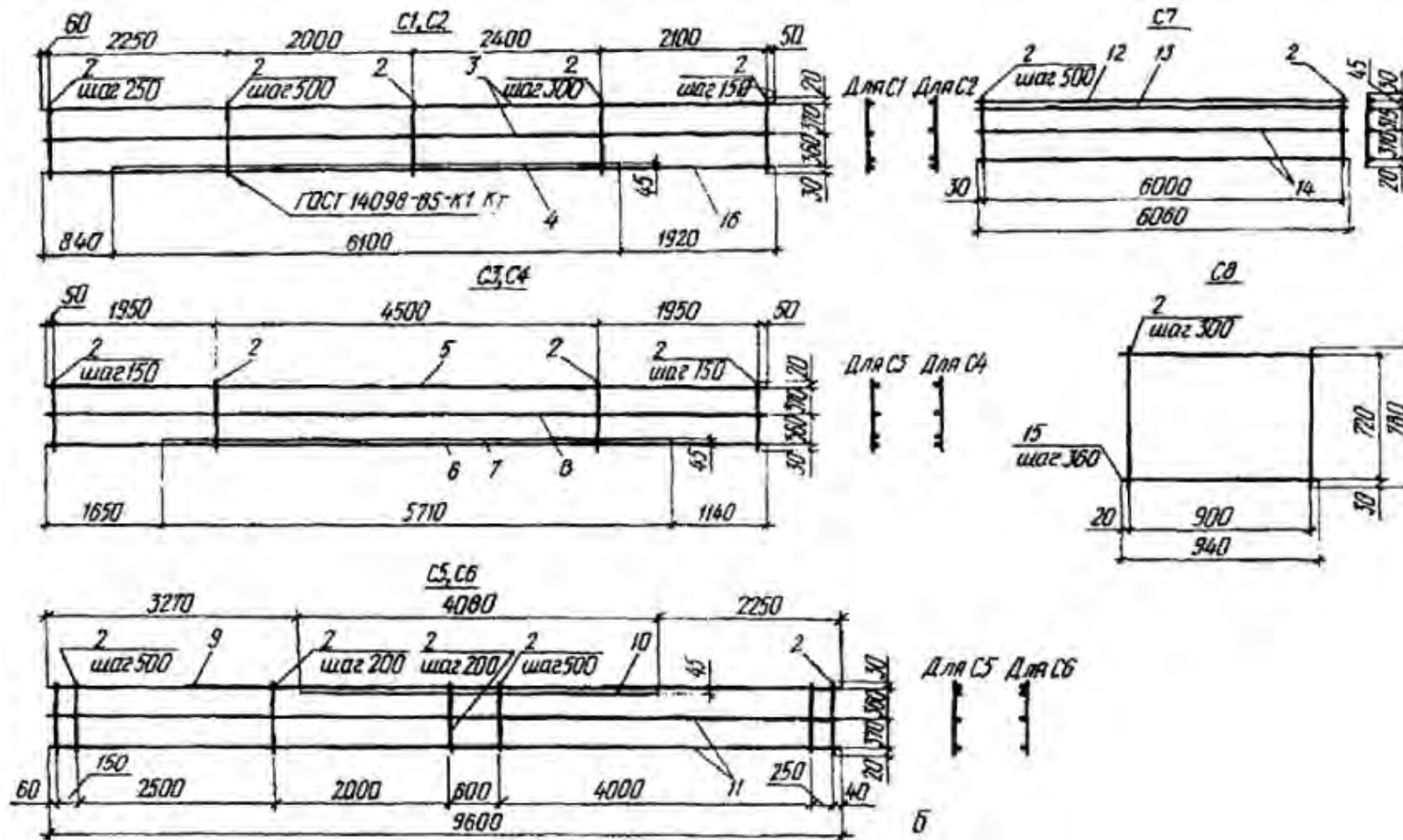


Рис. П.9.2. Армирование элементов

План выпуска учеб.-метод. документ. 2013 г., поз. 46

Начальник РИО *М. Л. Песчаная*
Зав. редакцией *О. А. Шипунова*
Редактор *И. Б. Чижикова*
Компьютерная правка и верстка *А. Г. Вишняков*

Минимальные систем. требования:
PC 486 DX-33; Microsoft Windows XP; Internet Explorer 6.0; Adobe Reader 6.0.

Подписано в свет 28.12.2013.
Гарнитура «Таймс». Уч.-изд. л. 2,0. Объем данных 2,1 Мбайт.

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет»
Редакционно-издательский отдел
400074, Волгоград, ул. Академическая, 1
<http://www.vgasu.ru>, info@vgasu.ru