

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

Кафедра строительных конструкций

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

*Методические указания к выполнению I-го
курсового проекта по курсу:*

"Железобетонные конструкции"

специальности 70 02 01

дневной и заочной форм обучения

Брест 2007

УДК 624.012 (07)

Методические указания содержат примеры расчета и конструирования монолитных железобетонных конструкций, подлежащих расчету в I курсовом проекте. При подготовке примеров приведены рекомендации по компоновке элементов монолитного перекрытия и даны необходимые ссылки на учебную или нормативную литературу, примеры расчета выполнены в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций СНБ 5.03.01

Указания предназначены для студентов специальности **70 02 01** (ПГС) всех форм обучения, а также могут быть использованы при курсовом проектировании студентами других специальностей строительного факультета.

Ил.12, список литературы: источников 7, приложения.

Составители: В.Н. Малиновский, к.т.н., профессор
Н.Н. Шалобыта, ст. преподаватель

Рецензент: Директор Республиканского научно-исследовательского и опытно-конструкторского предприятия «Научно-технический

Оглавление

ПРЕДИСЛОВИЕ	4
1. Состав проекта	5
1.1. Расчетная часть проекта.....	5
1.2. Графическая часть проекта.....	6
2. Монолитные ребристые железобетонные перекрытия	7
2.1. Основные указания по проектированию и конструированию монолитных перекрытий.....	7
2.2. Сравнение вариантов балочной клетки и выбор экономичного перекрытия.....	11
2.2.1. Компоновка перекрытия.....	11
3. Расчет монолитного железобетонного перекрытия	13
3.1. Исходные данные.....	13
3.2. Определение приведенной толщины перекрытия по вариан- там.....	13
3.3. Определение предварительных размеров поперечных сечений элементов для выбранного оптимального варианта пере- крытия.....	17
4. Расчет и конструирование монолитной железобетонной ба- лочной плиты	19
4.1. Исходные данные.....	19
4.2. Определение расчетных пролетов.....	19
4.3. Подсчет нагрузок на плиту.....	20
4.4. Определение внутренних усилий в плите.....	21
4.5. Расчет прочности нормальных и наклонных сечений.....	22
4.6. Конструирование плиты.....	24
5. Расчет второстепенной балки	31
5.1. Исходные данные.....	31
5.2. Определение расчетных пролетов.....	31
5.3. Подсчет нагрузок на второстепенную балку.....	31
5.4. Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил.....	32
5.5. Расчет прочности нормальных сечений и подбор арматуры в расчетных сечениях балки.....	34
5.6. Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе.....	38
5.7. Построение эпюры материалов и определение мест обрыва арматуры второстепенной балки.....	42
5.8. Определение длины анкеровки и нахлеста обрываемых стерж- ней.....	44
ЛИТЕРАТУРА	52
ПРИЛОЖЕНИЯ	53

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее третье издание методических указаний переработано в соответствии с новыми строительными нормами Республики Беларусь СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» и дополнено по сравнению с предыдущим изданием, вышедшим в 2002 г., однако основная методическая установка указаний сохранена.

Данные методические указания являются одним из составных элементов учебно-методического обеспечения первого курсового проекта по курсу «Железобетонные конструкции».

Указания содержат рекомендации по составу первого курсового проекта, компоновке монолитного ребристого перекрытия с балочной плитой и выбору экономически выгодного варианта, примеры расчета и конструирования элементов данного перекрытия.

В приложениях к указаниям приводятся ссылочные материалы и нужные сведения для выполнения курсового проекта.

Указания предназначены для студентов специальности **70 02 01** (ПГС) всех форм обучения, а также могут быть полезны при курсовом и дипломном проектировании студентам других специальностей строительного факультета.

1. СОСТАВ ПРОЕКТА

Исходные данные для проектирования принимаются студентами дневного отделения по заданию, выдаваемому преподавателем или по своему шифру в соответствии с табл. 1-1 ÷ 1-3 приложения 1 студентами заочного отделения.

В состав первого курсового проекта входит разработка конструктивных решений монолитного и сборного перекрытий многоэтажного промышленного здания и их конструктивных элементов, а также двухъярусной колонны нижних этажей здания.

В проекте требуется выполнить рабочий проект элементов несущих конструкций здания в составе:

- а) плиты и второстепенной балки монолитного ребристого перекрытия;
- б) сборного многопролетного неразрезного ригеля и узлов его сопряжения с колонной;
- в) двухъярусной колонны нижних этажей и стыка колонн в уровне третьего этажа.

1.1 Расчетная часть проекта.

А. Монолитные железобетонные конструкции.

Требуется выполнить:

1. Расчет и конструирование балочной плиты монолитного перекрытия:

- а) компоновка монолитного перекрытия и выбор наиболее экономичного варианта;
- б) определение величин изгибающих моментов в расчетных сечениях;
- в) расчет рабочей арматуры;
- г) подбор и раскладка арматурных сеток в плите.

2. Расчет и конструирование второстепенной балки монолитного перекрытия:

- а) статический расчет балки с учетом перераспределения усилий и построение огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил;
- б) расчет продольной и поперечной рабочей арматур, построение эпюры материалов по изгибающим моментам;
- в) конструирование и расстановка отдельных продольных стержней и хомутов в балке.

Б. Сборные железобетонные конструкции.

Требуется выполнить:

1. Расчет и конструирование сборного многопролетного ригеля:

- а) определение нагрузок и расчетных пролетов;
- б) статический расчет ригеля и определение изгибающих моментов и поперечных сил в стадии предельного равновесия;

- в) расчет продольной и поперечной рабочих арматур, построение эпюры материалов по изгибающим моментам;
 - г) определение мест обрыва и анкеровки обрываемой продольной арматуры, конструирование ригеля.
2. Конструирование стыка ригеля с колонной.
 3. Расчет и конструирование колонны 1-2 этажей.
 - а) определение усилий в колонне;
 - б) определение размеров поперечного сечения колонны;
 - в) расчет и конструирование продольной и поперечной арматуры;
 - г) расчет и конструирование консоли колонны.
 4. Конструирование стыка колонны.

При конструировании стыка колонн и стыка ригеля с колонной необходимо разработать рабочие чертежи данных сопряжений.

1.2. Графическая часть проекта.

На элементы несущих конструкций здания разрабатываются рабочие чертежи в объеме 4-х листов формата А2 (594x420 мм).

На первом листе должны быть размещены:

1. Маркировочная схема расположения элементов монолитного ребристого перекрытия, совмещенная со схемой раскладки арматурных сеток плиты.
2. Виды, разрезы, сечения и участки смежных конструкций.
3. Спецификация арматуры, ведомость расхода стали, ведомость деталей, ведомость потребности в материалах.

На втором листе должны быть размещены:

1. Монтажная схема (план) междуэтажного сборного перекрытия с указанием всех конструктивных элементов и их маркировкой.
2. Схема расположения элементов сборных конструкций (поперечный разрез).
3. Конструктивные узлы сопряжения ригеля с колонной, панелей с колонной и стыка колонн между собой.

На листах № 3-4 размещаются опалубочные и установочные чертежи ригеля и двухъярусной колонны, чертежи арматурных изделий, закладных деталей и узлов, спецификация арматуры и ведомости расхода стали по элементам.

При выполнении графической части проекта можно пользоваться "**Методическим пособием по оформлению графической части проекта № 1**", а также альбомами рабочих чертежей, имеющихся в методическом кабинете кафедры.

2. МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РЕБРИСТЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ.

2.1. Основные указания по проектированию и конструированию монолитных перекрытий.

В настоящее время многоэтажные здания проектируются с применением унифицированных габаритных схем и основным типом перекрытий при этом являются сборные перекрытия. Монолитные перекрытия применяются в тех случаях, когда по каким-либо соображениям приходится отступать от унифицированных габаритных схем. Например, когда по технологическим или архитектурным требованиям предусмотрены особые параметры здания (нагрузка, высота этажей, сложное очертание в плане).

В практике проектирования многоэтажных зданий сложилось мнение, что монолитные железобетонные перекрытия неиндустриальны. Однако при надлежащей механизации работ и при применении инвентарной щитовой опалубки монолитные перекрытия являются индустриальными и требуют меньших затрат (электроэнергии). Достоинством их является то, что они обладают большей жесткостью по сравнению со сборными перекрытиями (за счет монолитной связи элементов перекрытия), а благодаря этому они часто оказываются более экономичными (за счет меньшего расхода материалов и отсутствия сварных стыков). Недостатком их является то, что производство работ в зимнее время усложняется.

Монолитные ребристые перекрытия представляют собой систему перекрестных балок — главных и второстепенных, монолитно соединенных между собой и объединяющей их поверху плитой. В зависимости от соотношения размеров ячейки (части перекрытия, заключенного между балками) плиты подразделяются на балочные и опертые по контуру. К балочным относятся плиты, у которых отношение длинной стороны ячейки к короткой $l/l_{sh} \geq 3$, а к опертым по контуру плиты с $l/l_{sh} < 3$. Допустимо рассчитывать как балочные плиты с $l/l_{sh} \geq 2$.

Балочные плиты ребристых перекрытий работают на изгиб только в одном — коротком направлении. В другом направлении (длинном) их кривизна настолько мала, что пренебрегают незначительными величинами изгибающих моментов, действующих вдоль длинной стороны плиты. В балочных плитах с $l/l_{sh} \geq 2$ изгибающие моменты вдоль длинной стороны могут с успехом быть восприняты конструктивной арматурой.

Из монолитных перекрытий конструкции ребристых перекрытий с балочными плитами наиболее экономичны. Только при очень тяжелых нагрузках и квадратной сетке колонн они могут уступать безбалочным перекрытиям.

В курсовом проекте рассматривается здание с неполным каркасом (с внутренним железобетонным каркасом и несущими стенами), проектируемое по связевой системе, т.е. ветровые и любые другие горизонтальные нагрузки воспринимают междуэтажные перекрытия (недеформируемые в своей плоскости) и передают их на жесткие поперечные вертикальные связи: лестничные клетки, лифтовые шахты, поперечные стены толщиной не менее 120 мм и т.д. Вертикальные нагрузки воспринимают элементы каркаса.

В этом случае при статическом расчете элементов монолитного ребристого перекрытия принимается условная расчетная схема (модель), согласно которой опорами главных балок служат колонны и стены (крайние опоры); второстепенные балки опираются на главные балки и на стены (крайние опоры); главные и второстепенные балки служат опорами для плиты.

Проектируется монолитное ребристое перекрытие в следующей последовательности:

1. Рассматриваются возможные компоновочные схемы и выбирается основной вариант перекрытия.
2. Предварительно назначаются размеры элементов перекрытия.
3. Определяются нагрузки на отдельные элементы.
4. Производится статический расчет конструкций (определяются величины изгибающих моментов, продольных и поперечных сил).
5. Производится расчет прочности нормальных и наклонных сечений элементов (определяются окончательно размеры сечения элементов, назначаются расчетные сопротивления бетона и арматуры, определяется площадь сечения арматуры).
6. Выполняется конструирование элементов (размещается арматура в сечении элементов, определяется длина арматурных стержней и размеры арматурных сеток, места расположения обрывов и отгибов стержней и т.п.).

При рассмотрении конструктивных схем перекрытия (схем балочной клетки) размещение второстепенных и главных балок в плане перекрываемого здания может быть различным. Если нет специальных или технологических требований по размещению балок и колонн, то их целесообразно располагать так, чтобы получить экономически наиболее выгодное решение. Однако следует иметь в виду, что поперечное расположение главных балок целесообразно при больших оконных проемах. В этом случае главные балки располагаются против простенков, и оконный проем может подходить почти под самую плиту перекрытия, и этим самым улучшаются условия освещенности по-

мещения.

Для первоначального составления вариантов ребристого перекрытия пролеты железобетонных балочных плит следует принимать в пределах 1,5 ÷ 2,7 м и редко больше. Пролеты второстепенных балок принимаются в пределах 5 ÷ 7 м и пролеты главных балок – 6 ÷ 9 м. Шаг второстепенных балок (размер l_s на рис.1) назначается по условиям курсового проекта так, чтобы

соблюдалось отношение, при котором плита считается балочной: $\frac{l_{sb}}{l_s} > 2$

Высоту поперечного сечения главной балки ориентировочно из условия жесткости следует принимать равной $\left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot l_{mb}$ (см. рис.1), а высоту по-

перечного сечения второстепенной балки $\left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20}\right) \cdot l_{sb}$. Высота сечения балок

включает в себя толщину плиты.

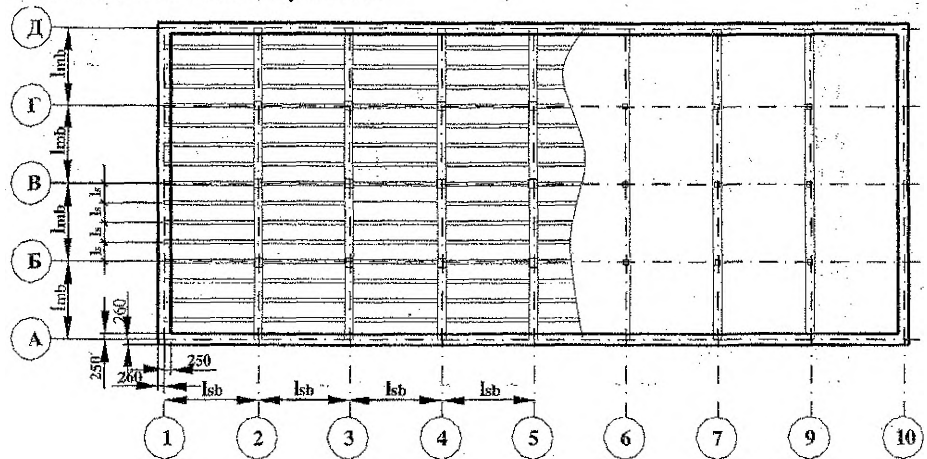


Рис.1. К назначению размеров пролетов и поперечных сечений элементов перекрытия.

Ширина поперечного сечения балок как главных, так и второстепенных принимается равной 0,3...0,5 их высоты. При назначении пролетов балок и плит, а также их размеров поперечного сечения, следует исходить из модульной системы, принятой для данного типа конструкций.

Толщина монолитной плиты должна быть оптимальной, при которой расход бетона и арматуры будет наименьшим. Предварительную толщину плит в зависимости от ее пролета и нагрузки можно принимать по табл.1, а из условий жесткости по табл.2. Кроме того, по конструктивным соображениям, необходимо назначать толщину плиты не менее 70 мм. Следует иметь в виду,

что с увеличением степени агрессивности среды, величина защитного слоя бетона увеличивается, поэтому при использовании таблицы 1 большую толщину плиты следует принимать для конструкций, эксплуатирующихся в более агрессивных средах. Окончательная толщина монолитных плит принимается кратно 10 мм при толщине до 100 мм включительно и далее кратно 20 мм.

Толщину бетонного защитного слоя для рабочей арматуры плит и балок, в зависимости от класса по условиям эксплуатации, следует назначать, используя рекомендации табл.3.

Таблица 1

Ориентировочные минимальные толщины балочных плит междуэтажных перекрытий производственных зданий в зависимости от полезной нагрузки.

$l_s, м$ $P_n, кН/м^2$	Пролет плиты					
	1,5	1,8	2,0	2,4	2,6	2,8
2,5				7 + 9		8 + 10
4,0			7 + 9			
5,0		7 + 9			8 + 10	
7,0	7 + 9					
9,0				8 + 10		
10,0						
12,0			8 + 10			
14,0	8 + 10					10 + 12

Таблица 2

Рекомендуемые минимальные толщины плит по условиям жесткости

Тип плит и характер опирания	Вид бетона	
	тяжелый	легкий
Балочные:		
– свободное опирание	$h_s = (1/35) l_s$	$h_s = (1/30) l_s$
– упругая заделка	$h_s = (1/45) l_s$	$h_s = (1/35) l_s$
Примечание: плиты, опертые на стены рассматриваются как при свободном опирании, а монолитно связанные с железобетонными балками принимаются как при упругой заделке		

Таблица 3

Минимально допустимые толщины защитного слоя бетона

Показатели	Класс по условиям эксплуатации						
	X0	XC1	XC2, XC3, XC4	XD1, XD2, XD3	XA1	XA2	XA3
Минимальный размер защитного слоя продольной арматуры, мм	15	20	25	35	по СНиП 2.03.11		
Минимальный размер защитного слоя поперечной и распределительной арматуры, мм	15	15	20	25	15	20	25
Примечание:	<i>Для сборных конструкций допускается снижать размер защитного слоя на 5 мм., но он должен быть не менее 15 мм.</i>						

2.2. Сравнение вариантов балочной клетки и выбор экономичного перекрытия.

2.2.1. Компоновка перекрытия.

Поскольку бетонирование элементов монолитных ребристых перекрытий производится в инвентарной опалубке, сетка колонн должна назначаться в соответствии с размерами длин щитов инвентарной опалубки. В данном проекте в методических целях (чтобы обеспечить достаточно большое количество вариантов схем балочных клеток) сетка колонн может приниматься без учета размеров элементов инвентарной опалубки, то есть для сетки колонн может быть принят любой дробный размер.

При компоновке перекрытия необходимо составить **3 - 4** варианта схем балочной клетки. В рассматриваемых схемах балочной клетки варьируются направление главных балок и пролеты главных, второстепенных балок и плит. Из числа рассмотренных схем выбирается для дальнейшей разработки наиболее экономичный вариант, т.е. тот вариант, на выполнение которого потребуются наименьший объем железобетона.

О наименьшем объеме железобетона можно судить по **приведенной толщине железобетона**, понимая под ней толщину равномерно распределенного по всей площади перекрытия слоя материала, необходимого для изготовления плиты, ребер второстепенных и главных балок и колонн.

После составления нескольких схем балочной клетки и выбора основной схемы, разрабатывается план перекрытия, в котором указанные в задании размеры следует рассматривать как размеры между осями. Крайние раз-

бывочные оси в промышленных зданиях располагаются по внутренним граням стен (нулевая привязка), либо со смещением внутрь стены на расстояние кратное 100 мм, либо посередине толщины стены (см. рис. 1).

Длины площадок опирания плиты $l_{s, sup}$ и балок $l_{sb, sup}$, $l_{mb, sup}$ на стены назначаются из условий обеспечения прочности стены на местное сжатие, а также обеспечения анкеровки нижней продольной арматуры плиты и балок на крайних свободных опорах.

Рекомендуется предварительно назначать: $l_{s, sup} \geq 120$ мм, $l_{sb, sup} \geq 250$ мм, $l_{mb, sup} \geq 380$ мм.

Для расчета перекрытие условно расчленяется на отдельные элементы: неразрезную плиту, неразрезные второстепенные и главные балки. Для указанных элементов монолитного перекрытия достаточно выполнить расчет по несущей способности. Необходимая жесткость в большинстве случаев при соблюдении рекомендаций по назначению величин пролетов и размеров сечений элементов перекрытия будет обеспечена.

При компоновке схем перекрытия и определении их размеров желательно придерживаться следующих обозначений:

l_s , l_{sb} , l_{mb} — пролеты соответственно плиты, второстепенной и главной балок, в метрах (см. рис. 1);

n_s , n_{sb} , n_{mb} — количество пролетов соответственно плиты, второстепенной и главной балок;

g_s , g_{sb} , g_{mb} — постоянные расчетные распределенные нагрузки соответственно на плиту, второстепенную и главную балки;

q_s , q_{sb} , q_{mb} — переменные (полезные) расчетные распределенные нагрузки соответственно на плиту, второстепенную и главную балки;

g_k — нормативное значение постоянной нагрузки на перекрытие без учета нагрузки от его собственного веса, кПа;

q_k — нормативное значение переменной (полезной) нагрузки на перекрытие, кПа;

h_s , h_{sb} , h_{mb} — высота соответственно плиты, второстепенных и главных балок;

$H_f l$ — высота этажа;

$n_f l$ — количество этажей, имеющих колонны.

3. Расчет монолитного железобетонного перекрытия.

3.1. Исходные данные.

Требуется определить наиболее выгодный (рациональный) вариант перекрытия здания, имеющего размеры в плане $19,2 \times 49,0$ м и сетку колонн в осях $6,4 \times 7,0$ м. Число этажей $n_{fl} = 5$, высота этажа $H_{fl} = 4,8$ м. Нормативная переменная нагрузка на междуэтажное перекрытие $q_k = 9,5$ кН/м². Постоянную нормативную нагрузку на перекрытие при рассмотрении вариантов компоновки перекрытия исключаем, т.е. принимаем $g_k = 0$, так как ее величина и характер действия во всех вариантах одинаково, $\gamma_F = 1,5$ – частный коэффициент безопасности по нагрузке.

По степени ответственности здание относится к классу I (коэффициент надежности по назначению конструкции – $\gamma_n = 1,0$), по условиям эксплуатации – XC1. Бетон класса $C^{16/20}$.

Расчетные характеристики материалов принимаются по табл.2-1 и 2-2 приложения 2. Пролет плиты (шаг второстепенных балок) назначается в соответствии с правилами п.2.1 с использованием данных табл. 1.

Варианты компоновки перекрытия приведены на рис.2 а, 2 б, 2 в.

3.2. Определение приведенной толщины перекрытия по вариантам.

Приведенную толщину перекрытия определяем используя рекомендации и формулы 7.1 – 7.8 [5*]:

$$h_{red} = h_{s,red} + h_{sb,red} + h_{mb,red} + h_{c,red} \quad (3.1)$$

где: $h_{s,red}$ – приведенная толщина плиты

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot l_s \cdot \sqrt{(g_s + q_s)} \quad (3.2)$$

$h_{sb,red}$ – приведенная толщина второстепенной балки

$$h_{sb,red} = 0,54 \cdot \frac{l_{sb}}{l_s} \cdot \sqrt[3]{(g_{sb} + q_{sb})^2 \cdot l_{sb}} \cdot \frac{n_s - 1}{n_s}; \quad (3.3)$$

$h_{mb,red}$ – приведенная толщина главной балки

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{l_{sb}} \cdot \sqrt[3]{(g_{mb} + q_{mb})^2 \cdot l_{mb}^2} \cdot \frac{n_{sb} - 1}{n_{sb}}; \quad (3.4)$$

$h_{c,red}$ - приведенная высота колонны

$$h_{c,red} = \frac{n_{fl} \cdot H_{fl} \cdot (g_{mb} + q_{mb}) \cdot (n_{mb} - 1) \cdot (n_{sb} - 1)}{11,5 \cdot l_s \cdot l_{sb} \cdot n_{mb} \cdot n_{sb}} \quad (3.5)$$

n_s - количество пролетов монолитной плиты;

n_{sb} - количество пролетов второстепенной балки;

n_{mb} - количество пролетов главной балки.

В формулах 3.1 – 3.5: $(g_s + q_s)$ - полная расчетная нагрузка на плиту:

$$(g_s + q_s) = \gamma_n \cdot (1,1 \cdot (g_k + l_s) + \gamma_F \cdot q_k); \quad (3.6)$$

$(g_{sb} + q_{sb})$ - полная расчетная нагрузка на второстепенную балку:

$$(g_{sb} + q_{sb}) = (g_s + q_s) \cdot l_s + 0,04 \cdot \gamma_n \cdot l_{sb}^2; \quad (3.7)$$

$(g_{mb} + q_{mb})$ - полная расчетная нагрузка на главную балку:

$$(g_{mb} + q_{mb}) = (g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{sb} + 0,07 \cdot \gamma_n \cdot l_s \cdot l_{mb}^2; \quad (3.8)$$

В результате компоновки вариантов перекрытия и данных п. 3.1 принимаем:

Вариант 1:

$$l_s = 1,6 \text{ м}$$

$$l_{sb} = 7,0 \text{ м}$$

$$l_{mb} = 6,4 \text{ м}$$

$$n_s = 12$$

$$n_{sb} = 7$$

$$n_{mb} = 3$$

$$\gamma_n = 1.0$$

$$H_{fl} = 4,8 \text{ м}$$

$$n_{fl} = 5$$

$$\gamma_F = 1,5$$

$$g_k = 0$$

$$q_k = 9,5 \text{ кПа}$$

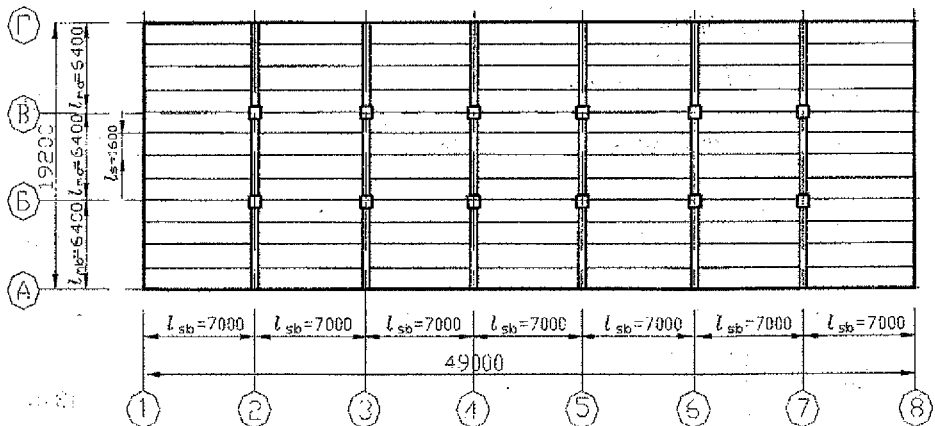


Рис. 2 а. 1-ый вариант компоновки перекрытия

$$(g_s + q_s) = 1.0 \cdot (1.1 \cdot (0 + 1.6) + 1.5 \cdot 9.5) = 16.01 \text{ кН/м}^2;$$

$$(g_{sb} + q_{sb}) = 16.01 \cdot 1.6 + 0.04 \cdot 1.0 \cdot 7^2 = 27.48 \text{ кН/м};$$

$$(g_{mb} + q_{mb}) = 27.48 \cdot 7 + 0.07 \cdot 1.0 \cdot 1.6 \cdot 6.4^2 = 196.7 \text{ кН};$$

$$h_{s,red} = 8.2 \cdot 1.6 \cdot \sqrt{16.01} = 52.5 \text{ мм};$$

$$h_{sb,red} = 0.54 \cdot \frac{7}{1.6} \cdot \sqrt[3]{27.48^2 \cdot 7} \cdot \frac{12-1}{12} = 37.72 \text{ мм};$$

$$h_{mb,red} = \frac{1.25}{7} \cdot \sqrt[3]{196.7^2 \cdot 6.4^2} \cdot \frac{7-1}{7} = 17.85 \text{ мм};$$

$$h_{c,red} = \frac{5 \cdot 4.8 \cdot 196.7}{11.5 \cdot 1.6 \cdot 7} \cdot \frac{(3-1) \cdot (7-1)}{3 \cdot 7} = 20.94 \text{ мм};$$

$$h_{red} = 52.5 + 37.72 + 17.85 + 20.94 = 129.01 \text{ мм}.$$

Вариант 2:

$$l_s = 2.33 \text{ м}$$

$$l_{sb} = 6.4 \text{ м}$$

$$l_{mb} = 7.0 \text{ м}$$

$$n_s = 21$$

$$n_{sb} = 3$$

$$n_{mb} = 7$$

$$\gamma_n = 1.0$$

$$H_{fl} = 4.8 \text{ м}$$

$$n_{fl} = 5$$

$$\gamma_F = 1.5$$

$$g_k = 0$$

$$q_k = 9.5 \text{ кПа}.$$

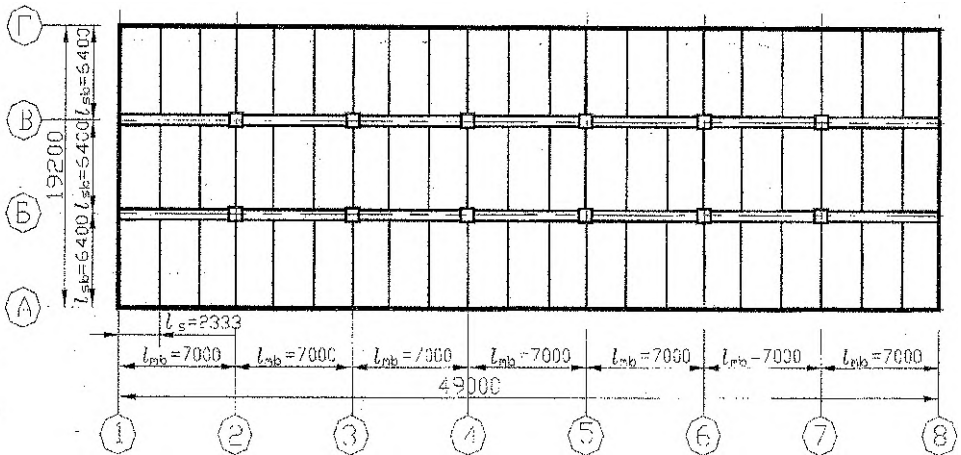


Рис. 2 б. 2-ой вариант компоновки перекрытия.

$$(g_s + q_s) = 1,0 \cdot (1,1 \cdot (0 + 2,33) + 1,5 \cdot 9,5) = 16,813 \text{ кН/м}^2;$$

$$(g_{sb} + q_{sb}) = 16,813 \cdot 2,33 + 0,04 \cdot 1,0 \cdot 6,4^2 = 40,73 \text{ кН/м};$$

$$(g_{mb} + q_{mb}) = 40,73 \cdot 6,4 + 0,07 \cdot 1,0 \cdot 2,33 \cdot 7^2 = 268,27 \text{ кН};$$

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot 2,33 \cdot \sqrt{16,813} = 78,34 \text{ мм};$$

$$h_{sb,red} = 0,54 \cdot \frac{6,4}{2,33} \cdot \sqrt[3]{40,73^2 \cdot 6,4} \cdot \frac{21-1}{21} = 31,05 \text{ мм};$$

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{6,4} \cdot \sqrt[3]{268,27^2 \cdot 7^2} \cdot \frac{3-1}{3} = 19,82 \text{ мм};$$

$$h_{c,red} = \frac{5 \cdot 4,8 \cdot 268,27}{11,5 \cdot 2,33 \cdot 6,4} \cdot \frac{(7-1) \cdot (3-1)}{7 \cdot 3} = 21,45 \text{ мм};$$

$$h_{red} = 78,34 + 31,05 + 19,82 + 21,45 = 150,66 \text{ мм}.$$

Вариант 3:

$$l_s = 2,133 \text{ м}$$

$$l_{sb} = 7,0 \text{ м}$$

$$l_{mb} = 6,4 \text{ м}$$

$$n_s = 9$$

$$n_{sb} = 7$$

$$n_{mb} = 3$$

$$\gamma_n = 1,0$$

$$H_{fl} = 4,8 \text{ м}$$

$$n_{fl} = 5$$

$$\gamma_F = 1,5$$

$$g_k = 0$$

$$q_k = 9,5 \text{ кПа}.$$

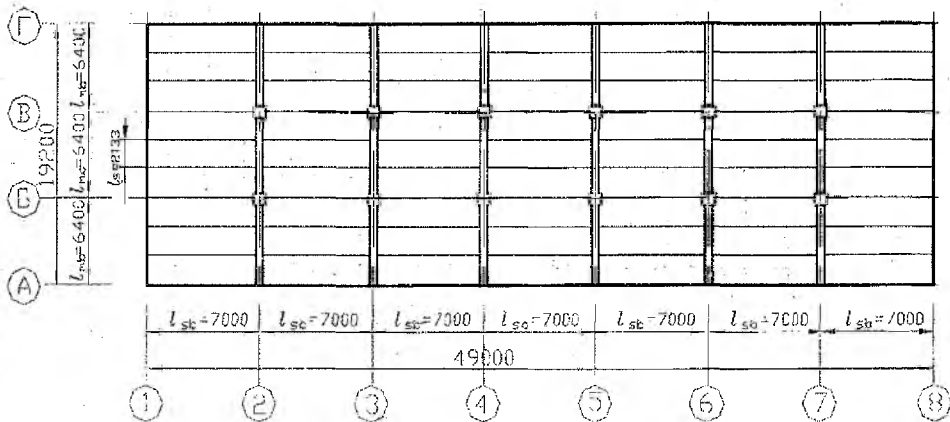


Рис. 2 в. 3-ий вариант компоновки перекрытия.

$$(g_s + q_s) = 1,0 \cdot (1,1 \cdot (0 + 2,133) + 1,5 \cdot 9,5) = 16,59 \text{ кН/м}^2;$$

$$(g_{sb} + q_{sb}) = 16,59 \cdot 2,133 + 0,04 \cdot 1,0 \cdot 7^2 = 37,26 \text{ кН/м};$$

$$(g_{mb} + q_{mb}) = 37,26 \cdot 7 + 0,07 \cdot 1,0 \cdot 2,133 \cdot 6,4^2 = 266,64 \text{ кН};$$

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot 2,133 \cdot \sqrt{16,59} = 71,25 \text{ мм};$$

$$h_{sb,red} = 0,54 \cdot \frac{7}{2,133} \cdot \sqrt[3]{37,26^2 \cdot 7} \cdot \frac{9-1}{9} = 33,62 \text{ мм};$$

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{7} \cdot \sqrt[3]{266,64^2 \cdot 6,4^2} \cdot \frac{7-1}{7} = 21,86 \text{ мм};$$

$$h_{c,red} = \frac{5 \cdot 4,8 \cdot 266,64}{11,5 \cdot 2,133 \cdot 7} \cdot \frac{(7-1) \cdot (3-1)}{7 \cdot 3} = 21,3 \text{ мм};$$

$$h_{red} = 71,25 + 33,62 + 21,86 + 21,3 = 148,03 \text{ мм}.$$

К дальнейшим расчетам принимаем первый вариант, как более экономичный по расходу бетона.

3.3. Определение предварительных размеров поперечных сечений элементов для выбранного оптимального варианта перекрытия.

Толщина плиты h_S принимается:

- согласно табл. 11.3 [1] для монолитных перекрытий производственных зданий h_S должно назначаться не менее 70 мм;
- из условий прочности по приближенной формуле 7.9 [5*], при полной расчетной нагрузке $(g_s + q_s) = 16,01 \text{ кН/м}^2$:

$$h_s = 26 \cdot l_s \cdot \sqrt{(g_s + q_s) / \alpha \cdot f_{cd}} = 26 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{16,01 / 0,85 \cdot 10,67} = 55,27 \text{ мм};$$

где f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию (см. п.4.5)

- по конструктивным требованиям из условий жесткости по таблице 2

$$h_S = (1/35 + 1/45) l_S = (45,71 + 35,56) \text{ мм}.$$

- согласно таблицам 1 и 3 в зависимости от полезной нагрузки и для класса эксплуатации ХС1 $h_S^{\text{н}}$ принимается равным 80 мм.

Окончательно принимаем $h_s = 80$ мм.

Высота второстепенной балки h_{sb} по приближенной формуле 7.10 [5*] при полной расчетной нагрузке $(g_{sb} + q_{sb}) = 27,48$ кН/м:

$$h_{sb} = 80 \cdot \sqrt[3]{(g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{sb}^2 / (\alpha \cdot f_{cd})} = 80 \cdot \sqrt[3]{27,48 \cdot 7^2 / (0,85 \cdot 10,67)} = 423,52 \text{ мм};$$

• по конструктивным требованиям из условий жесткости по таблице 2

$$h_{sb} = (1/12 \div 1/20) l_{sb} = (1/12 \div 1/20) \cdot 7000 = (583 \div 350) \text{ мм.}$$

Принимая во внимание требования градации размеров балок, **окончательно принимаем $h_{sb} = 450$ мм.**

$$\text{Ширина балки } b_{sb} = (0,3 \div 0,5) h_{sb} = (0,3 \div 0,5) \cdot 400 = (135 \div 225) \text{ мм.}$$

Принимаем $b_{sb} = 200$ мм.

Высота главной балки по приближенной формуле 7.11 [5*] при полной расчетной нагрузке $(g_{mb} + q_{mb}) = 196,7$ кН/м:

$$h_{mb} = 125 \cdot \sqrt[3]{(g_{mb} + q_{mb}) \cdot l_{mb} / (\alpha \cdot f_{cd})} = 125 \cdot \sqrt[3]{196,7 \cdot 6,4 / (0,85 \cdot 10,67)} = 647,2 \text{ мм.}$$

• по конструктивным требованиям из условий жесткости по таблице 2

$$h_{mb} = (1/8 \div 1/15) l_{mb} = (1/8 \div 1/15) \cdot 6400 = (800 \div 427) \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем $h_{mb} = 700$ мм.

$$\text{Ширина главной балки } b_{mb} = (0,3 \div 0,5) h_{mb} = (0,3 \div 0,5) \cdot 600 = (210 \div 350) \text{ мм.}$$

Принимаем $b_{mb} = 300$ мм.

Сторона квадратного сечения колонны

$$\begin{aligned} h_c = b_c &= 160 \cdot \sqrt{\frac{n_{fl} \cdot (g_{mb} + q_{mb}) \cdot l_{mb}}{l_s \cdot [30 \cdot (\alpha \cdot f_{cd} + 4) - \gamma_n \cdot n_{fl} \cdot H_{fl}]}} \\ &= 160 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 196,7 \cdot 6,4}{1,6 \cdot [30(0,85 \cdot 10,67 + 4) - 1,0 \cdot 5 \cdot 4,8]}} = 523,0 \text{ мм} \end{aligned}$$

Принимаем с учетом градации размеров сечения колонны $h_c = b_c = 500$ мм.

4. Расчет и конструирование монолитной железобетонной балочной плиты.

4.1. Исходные данные.

По размерам плиты и второстепенной балки, принятыми в п. 3.2 и п. 3.3, необходимо определить армирование и выполнить конструирование монолитной балочной плиты перекрытия при бетоне $C^{16}/_{20}$ и временной (полезной) нагрузке $Q_n = 9.5 \text{ кПа}$. Для армирования плиты применяем сварные рулонные сетки из арматурной обыкновенной проволоки диаметром 3, 4, 5 мм класса S500 или горячекатаной стали класса S400, диаметром 6 и 8 мм. Конструкция пола, соответствующая назначению здания, принимается самостоятельно. План балочного перекрытия приведен на рис. 3.

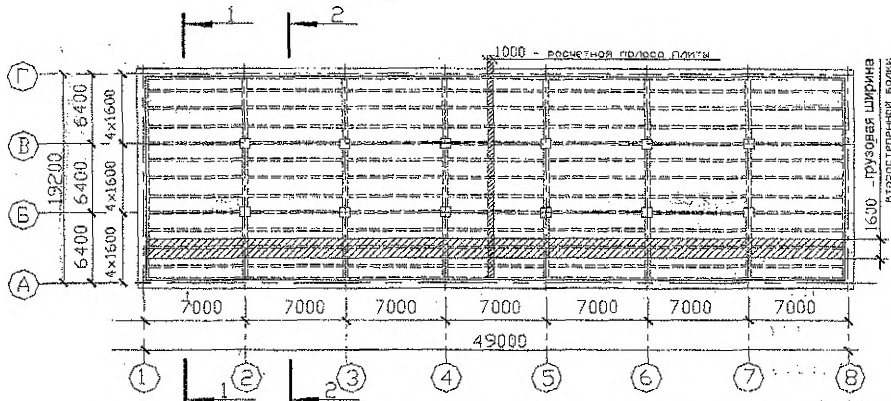


Рис. 3 План балочного перекрытия

4.2 Определение расчетных пролетов.

Статический расчет плиты выполняем, рассматривая ее как многопролетную неразрезную балку шириной $b=1000 \text{ мм}$.

Привязку кирпичных стен принимаем $a=250 \text{ мм}$.

Крайний расчетный пролет (см. рис. 4):

$$l_{0, \text{кр}} = l_s - a - \frac{b_{\text{sb}}}{2} + \frac{l_{s, \text{sup}}}{2} = 1600 - 250 - \frac{200}{2} + \frac{120}{2} = 1310 \text{ мм};$$

Средний расчетный пролет:

$$l_{0, \text{ср}} = l_s - b_{\text{sb}} = 1600 - 200 = 1400 \text{ мм}.$$

Размер поля плиты в длинном направлении:

- между осями 1 - 2 и 7 - 8 рис 3.

$$l_{s, \text{кр}} = l_s - a - \frac{b_{\text{mb}}}{2} + \frac{l_{s, \text{sup}}}{2} = 7000 - 250 - \frac{300}{2} + \frac{120}{2} = 6660 \text{ мм}.$$

между осями 2 - 7 рис 3.

$$l_{s,cr} = l_{sb} - b_{mb} = 7000 - 300 = 6700 \text{ мм.}$$

Так как $\frac{l_{s,cr}}{l_{0,кр}}$ и $\frac{l_{s,cr}}{l_{0,ср}} \approx 5.08 > 2$, следовательно плита рассчитывается как балочная.

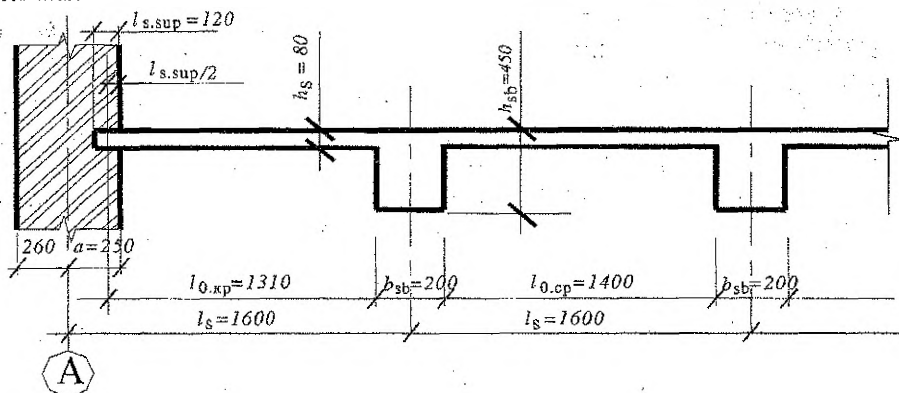


Рис. 4. К определению расчетных пролетов монолитной плиты.

4.3 Подсчет нагрузок на плиту.

Принимаем следующую конструкцию пола перекрытия: плиточный пол, цементно-песчаная стяжка.

Нагрузку на 1 м^2 поверхности плиты в кПа приведена в таблице 4.

Таблица 4.

Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия.

Вид Нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	γ_F	Расчетные нагрузки, кПа
1. Постоянные - g			
- Плиточный пол $t = 10 \text{ мм}$, $\rho = 20 \text{ кН/м}^3$	0,20	1,35	0,27
- Цементно-песчаная стяжка $t = 15 \text{ мм}$, $\rho = 22 \text{ кН/м}^3$	0,33	1,35	0,45
- собственный вес плиты $h_y = 80 \text{ мм}$, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$	2,0	1,35	2,70
Итого g:	2,53		3,42
1. Переменная - q			
- по заданию	9,5	1,5	14,3

4.4 Определение внутренних усилий в плите.

Плита рассматривается как неразрезная многопролетная балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой $(g+q)$. Моменты в таких конструкциях определяют с учетом перераспределения усилий вследствие развития пластических деформаций по готовым формулам.

Расчетная схема плиты и эпюры внутренних усилий представлены на рис. 5.

При ширине полосы $b_S = 100$ см или 1 м нагрузка, приходящаяся на 1 м^2 плиты, равна по величине нагрузке на 1 м погонный полосы, таким образом расчетная нагрузка на плиту: постоянная нагрузка $g = 3.42 \text{ кН/м}$, переменная – $q = 14.3 \text{ кН/м}$.

В крайних пролетах и на крайних опорах (только при непрерывном армировании) в сечении 1–1 и 2–2 (см. рис.3) изгибающий момент равен:

$$M_1 = \frac{(g+q) \cdot l_{0, \text{кр}}^2}{11} = \frac{(3.42+14.3) \cdot 1.31^2}{11} = 2.76 \text{ кН*м.}$$

В случае раздельного армирования на первой промежуточной опоре момент равен:

$$M_3 = \frac{(g+q) \cdot l_{0, \text{кр}}^2}{14} = \frac{(3.42+14.3) \cdot 1.31^2}{14} = 2.17 \text{ кН*м.}$$

В средних пролетах и на средних опорах для плит не окаймленных по контуру балками (между осями 1-2 и 7-8 см. рис.3) независимо от способа армирования:

$$M_2 = \frac{(g+q) \cdot l_{0, \text{ср}}^2}{16} = \frac{(3.42+14.3) \cdot 1.4^2}{16} = 2.17 \text{ кН*м.}$$

В средних пролетах и на средних опорах, где плиты окаймлены по всему контуру монолитно связанными с ними балками (между осями 2-7 рис. 3):

$$M_4 = 0.8 \cdot M_2 = 0.8 \cdot 2.17 = 1.73 \text{ кН*м.}$$

Поперечные силы (см. рис.5):

$$V_B^{\text{л}} = V_{\text{max}} = 0.6 \cdot (g+q) \cdot l_{0, \text{кр}} = 0.6 \cdot (3.42+14.3) \cdot 1.31 = 13.93 \text{ кН};$$

$$V_A = 0.4 \cdot (g+q) \cdot l_{0, \text{кр}} = 0.4 \cdot (3.42+14.3) \cdot 1.31 = 9.28 \text{ кН};$$

$$V_B^{\text{пр}} = V_C^{\text{л}} + V_C^{\text{пр}} + \dots = 0.5 \cdot (g+q) \cdot l_{0, \text{ср}} = 0.5 \cdot (3.42+14.3) \cdot 1.4 = 12.4 \text{ кН};$$

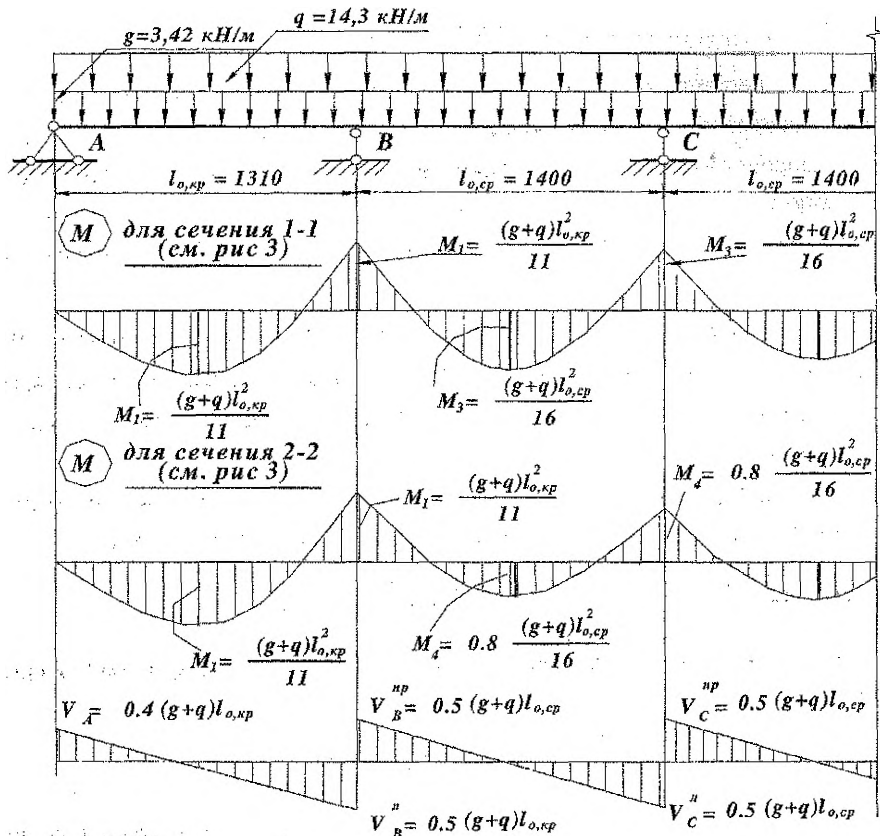


Рис. 5. Расчетная схема монолитной плиты с эпюрами усилий.

4.5. Расчет прочности нормальных и наклонных сечений.

Для бетона класса $C^{16}/_{20}$ принимаем по табл.2-1 (приложения 2) нормативные и подсчитанные расчетные характеристики бетона:

$$f_{ck} = 16 \text{ МПа}, \gamma_c = 1,5 \text{ тогда } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = \frac{16}{1,5} = 10,67 \text{ МПа}; \alpha = 0,85$$

По табл.4.3 [4] для бетона $C^{16}/_{20}$ находим $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$, по табл. 6.5 $\omega_b = 0,810$, $k_2 = 0,416$, $C_0 = \frac{\omega_c}{K_2} = 1,947$

Расчетные характеристики для арматуры класса S500 (см. табл.2-2 приложения 2): $f_{yd} = 410 \text{ МПа}$; класса S400 – $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Размеры сечения, принятые для расчета:

$$b = 1000 \text{ мм}; h_s = 80 \text{ мм}; c = c_c + \frac{\varnothing}{2} = 25 + \frac{6}{2} = 28 \text{ мм},$$

где: C_c – защитный слой бетона арматуры плиты, принимаемый по таблице 3;

∅ – предполагаемый максимальный диаметр арматуры плиты.

Рабочая высота сечения плиты: $d = h_s - c = 80 - 28 = 52$ мм.

Расчет требуемой площади арматуры в расчетных сечениях плиты выполняем по алгоритму № 1, а результаты расчета сводим в таблицу 5.

АЛГОРИТМ № 1

Подбор площади сечения арматуры для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

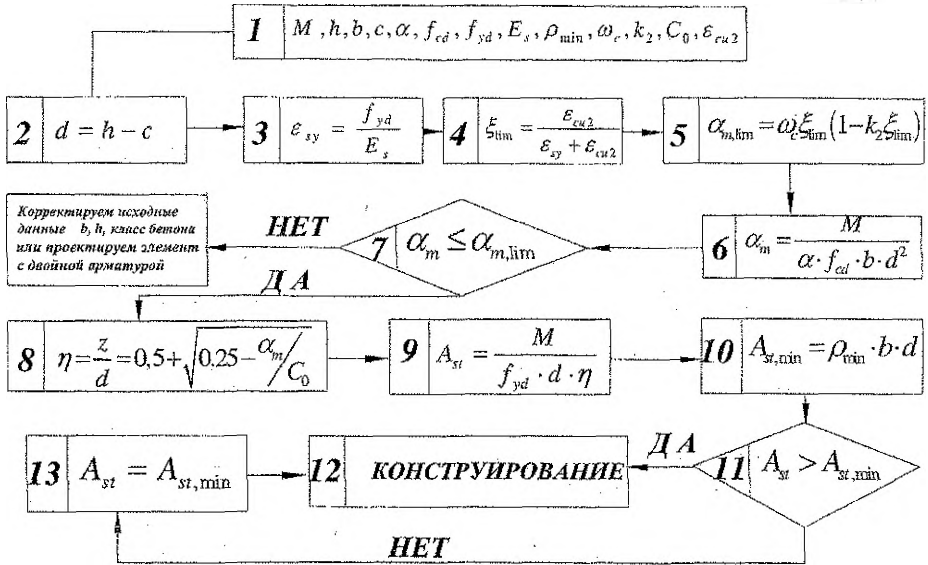


Таблица 5.

Требуемая площадь сечения арматуры на 1м погонный плиты.

Сечение	M, кН*м	d, мм	α_m	η	Площадь сечения, см ²		
					Расчетная класса		Мини- мальная A _{st,min}
					S500	S400	
1. Крайний пролет и крайняя опора при непрерывном армировании.	2.76	52	0.112	0.9387	1.379	1,55	0,78
2. Первая промежуточная опора при раздельном армировании	2.17	52	0.0886	0.9522	1.069	1,2	
3. Средние пролеты и средние опоры без учета окаймления балками.	2.17	52	0.0886	0.9522	1.069	1,2	
4. Средние пролеты и средние опоры с учетом окаймления балками.	1.73	52	0.0706	0.962	0.840	0,947	

Согласно таблице 11.1 [1] минимальный процент армирования для изгибаемых элементов $\rho_{\min} = 0.15\%$, поэтому $A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$.

Расчет прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил производится из условия $V_{sd} \leq V_{Rd,ct}$; где V_{sd} - расчетная поперечная сила от внешних воздействий; $V_{Rd,ct}$ - поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования:

$$V_{Rd,ct} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot \kappa (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d =$$

$$= \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0027 \cdot 16)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \cdot 52 = 2033 \text{ H} = 20,33 \text{ кН},$$

но не менее $V_{Rd,ct,\min} = (0,4 \cdot f_{ctd} - 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

$$V_{Rd,ct,\min} = (0,4 \cdot 0,89) \cdot 1000 \cdot 52 = 18512 \text{ H} = 18,5 \text{ кН}$$

здесь $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{52}} = 2,96 > 2,0$, принимаем $\kappa = 2,0$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{1,379}{100 \cdot 5,2} = 0,0027 \leq 0,02;$$

$$f_{ctd} = f_{ck} / \gamma_c = 0,21 f_{ck}^{\frac{2}{3}} / \gamma_c = 0,21 \cdot 16^{\frac{2}{3}} / 1,5 = 0,89 \text{ МПа}$$

$\sigma_{cp} = 0$ - при отсутствии осевого усилия (сжимающей силы).

Поскольку условие $V_{sd} = V_B^2 = 13,93 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 20,32 \text{ кН}$ выполняется расчет поперечной арматуры не производится и согласно конструктивным требованиям постановка поперечной арматуры не требуется.

4.6. Конструирование плиты.

По расчетной площади арматуры A_{st} подбирают рабочую и распределительную арматуру плиты, используя таблицы 6, 7. При толщине плиты $h < 150$ мм расстояние между осями стержней рабочей арматуры в средней части пролета плиты (внизу) и над опорой (вверху) многопролетных плит должно быть не более 200 мм, при $h_s > 150$ мм - не более 1,5 h_s .

Расстояния между рабочими стержнями, доводимых до опоры плиты, не должны превышать 400 мм, причем площадь сечения этих стержней на 1 м

ширины плиты должна составлять не менее 30% площади сечения стержней в пролете, определенной расчетом по наибольшему изгибающему моменту.

Площадь сечения распределительной арматуры в плитах должна составлять не менее 10% площади сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента. Диаметр и шаг стержней этой арматуры в зависимости от диаметра и шага стержней рабочей арматуры можно принимать по таблице 7.

Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты, см²

Таблица 6

Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм								
	3	4	5	6	8	10	12	14	16
100	0,71	1,26	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11
125	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08
150	0,47	0,84	1,31	1,84	3,35	5,23	7,54	10,26	13,40
200	0,35	0,63	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05
250	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04
300	0,23	0,42	0,65	0,94	1,68	2,61	3,77	5,13	6,70
350	0,20	0,36	0,56	0,81	1,44	2,24	3,23	4,44	5,74
400	0,18	0,32	0,49	0,71	1,25	1,96	2,82	3,50	5,02

Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры балочных плит, мм

Таблица 7

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Шаг стержней рабочей арматуры, мм					
	100	125	150	200	250	300
3...4	3	3	3	3	3	3
	350	350	350	350	350	350
5	3	3	3	3	3	3
	350	350	350	350	350	350
6	4	4	3	3	3	3
	350	350	350	350	350	350
8	5	5	4	4	3	3
	350	350	350	350	350	350
10	6	6	5	5	5	5
	350	350	350	350	350	350
12	6	6	6	6	6	6
	250	300	350	350	350	350
14	8	8	8	6	6	6
	300	350	350	300	350	350

Многопролетные балочные монолитные плиты толщиной до 100 мм с рабочей арматурой средних пролетов и опор диаметром до 6 мм включительно рекомендуется армировать сварными рулонными типовыми сетками с продольной рабочей арматурой (см. рис. 6). Рулоны при этом раскатывают поперек второстепенных балок, а поперечные стержни сеток, являющиеся распределительной арматурой плиты, стыкуют внахлестку без сварки. В крайних пролетах и на первых промежуточных опорах, где обычно требуется дополнительная арматурная сетка, ее укладывают на основную и заводят за грань первой промежуточной опоры во второй пролет на (1/4) пролета плиты. Сварные рулонные сетки принимают в соответствии с сортаментом по ГОСТ 8478-81 (табл.5.6 [5]).

Ширина унифицированных сеток принимается: **1140, 1280, 1340, 1440, 1540, 1660, 2350, 2550, 2660, 2830, 2940, 3030, 3260, 3330, 3560 и 3630 мм.**

Необходимо помнить, что сварные сетки из обыкновенной проволоки класса S500 изготавливают $\varnothing 3...5$ мм, а из стержневой арматуры класса S400 – $\varnothing 6$ мм и более.

В рулонных сварных сетках наибольший диаметр продольных стержней 6 мм. В тех случаях, когда площадь поперечного сечения рабочей арматуры в средней части пролета $A_{St} > 1.96 \text{ см}^2$, т.е. при минимальном шаге стержней 100 мм и диаметре рабочей арматуры более 6 мм необходимо проектировать сварные сетки с поперечным направлением рабочих стержней.

Рассматриваем вариант армирования плиты сварными рулонными сетками с продольной рабочей арматурой.

Между главными балками можно уложить 2, 3 или 4 сетки с нахлестом распределительных стержней 50 – 100 мм, причем ширина сеток принимается не менее 2 м.

При 2-х сетках необходима ширина сетки:

$$B = \frac{L_{sb} - b_{mb} + c}{2} - 2 \cdot c_1 = \frac{7000 - 300 + 50}{2} + 2 \cdot 10 = 3395 \text{ мм};$$

где: c – минимальная длина нахлестки распределительных стержней;

c_1 – минимальная длина свободных концов распределительных стержней.

Можно принять между главными балками 2 сетки с шириной $B=3560$ мм с действительным нахлестом:

$$c = 50 + (3560 - 3395) = 215 \text{ мм.}$$

При 3-х сетках необходимая ширина сетки:

$$B = \frac{L_{sb} - b_{mb} + c \cdot 2}{3} + 2 \cdot c_1 = \frac{7000 - 300 + 50 \cdot 2}{3} + 2 \cdot 10 = 2286,6 \text{ мм};$$

Можно принять сетки шириной $B = 2350$ мм с действительной величиной нахлеста:

$$c = 50 + (2350 - 2286,6) = 113,4 \text{ мм.}$$

При 4-х сетках необходимая ширина сетки:

$$B = \frac{L_{sb} - b_{mb} + c \cdot 3}{4} + 2 \cdot c_1 = \frac{7000 - 300 + 50 \cdot 3}{4} + 20 = 1732,5 \text{ мм};$$

Можно принять сетки шириной $B=2350$ с величиной нахлеста:

$$c = 50 + (2350 - 1732,5) = 667,5 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем вариант с 3-мя сетками с наименьшей длиной нахлеста $c = 113,4$ мм.

Подбор арматуры и конструирование сеток начинаем со средних пролетов и выполняем в табличной форме (табл. 8).

Сетки подбираются таким образом, чтобы суммарная площадь поперечных сечений рабочих стержней сеток, приходящаяся на 1 м ширины плиты, соответствовала найденным из расчета нормальных сечений площади A_{st} рабочей арматуры (см. табл. 5).

При армировании плиты сетками с продольными рабочими стержнями вначале подбираются основные сетки С1 и С2, в которых площадь поперечных сечений рабочих стержней на ширине 1 м соответствует площади A_s рабочей арматуры, полученных из расчета нормальных сечений плиты в средних пролетах и средних опорах. Такие сетки располагаются во всех пролетах и над всеми опорами: сетка С1 - между осями 1-2 и 7-8, сетка С2 - между осями 2-7 (см. рис. 3 и 6). В крайних пролетах и над вторыми от края опорами укладываются дополнительные сетки С3 между осями 1-2 и 7-8 и С4 между осями 2-7. Дополнительные сетки подбираются по разнице между площадями арматуры, требуемой из расчета нормальных сечений в указанных местах плиты, и площади арматуры основной сетки. Дополнительные сетки в крайних пролетах применяются с поперечным расположением рабочей арматуры, т. к. при этом сетку удобно раскатывать вдоль второстепенных балок и уменьшается количество мелкогабаритных сеток. Ширина дополнительной сетки в этом случае принимается такой, чтобы смогла перекрыть первый пролет, плюс 1/4 величины второго пролета плиты.

$$B_{mp} = l_{кр,1} + \frac{1}{4} \cdot l_{ср,1} + b_{sb} = 1310 + \frac{1}{4} \cdot 1400 + 200 = 1860 \text{ мм.}$$

Над главными балками устанавливаются конструктивно верхние сетки, площадь сечений поперечных рабочих стержней которых должна составлять не менее 1/3 площади пролетной арматуры плиты ($A_{sr} = 1.379 \cdot \frac{1}{3} = 0.46 \text{ см}^2$).

Длину рабочих стержней (ширину сетки) назначают из условия, что расстояние от грани балки в каждую сторону было не менее 1/4 пролета плиты

$$(B_{mp} = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot l_{оср} + b_{mb} = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,4 \cdot 0,3 = 1,0 \text{ м}).$$

При армировании плиты сетками с поперечными рабочими стержнями (раздельное армирование) в каждом пролете и над каждой опорой подбирается отдельная сетка. Подбор сеток и конструирование плиты при раздельном армировании подробно рассмотрено в пособии [5*].

Фрагмент плана раскладки сеток плиты перекрытия приведен на рис.6. Определение массы сеток сведено в таблицу 7.

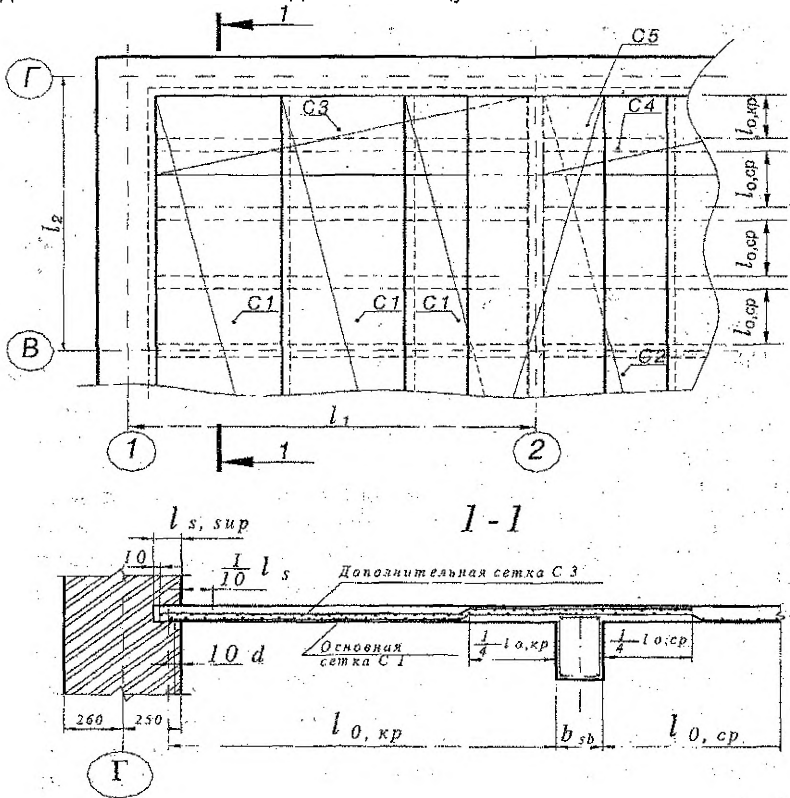


Рис. 6. Непрерывное армирование монолитных неразрезных плит сварными рулонными сетками.

Условное обозначение марки сеток:

$$C \frac{\text{ф.класс} - \text{шаг(продольных стержней)}}{\text{ф.класс} - \text{шаг(поперечных стержней)}} B \times L \frac{c1}{c2};$$

где: $c1$ – ширина свободных концов продольных стержней; $c2$ – то же поперечных стержней;

B – ширина сетки; L – длина сетки.

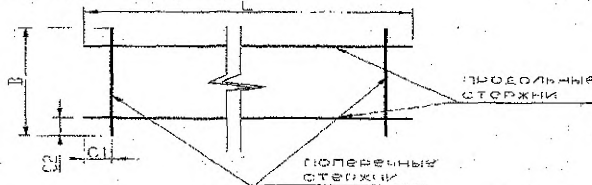


Рис. 7. К конструированию сеток.

Таблица 8.

Армирование плиты рулонными сетками.

Сечение	Требуемое $A_{st}, \text{см}^2$ по расчету	Принятое армирование					Марка сетки
		рабочей		$A_{st}, \text{см}^2$ принятая	распределительной		
		\emptyset	шаг		\emptyset	шаг	
1. Средние плиты и средние опоры без учета окаймления	1,069	4	100	1,26	3	350	C1 $\frac{4S500-100}{3S500-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{25}$
2. Средние плиты и средние опоры с учетом окаймления	0,84	4	150	0,84	3	350	C2 $\frac{4S500-150}{3S500-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{50}$
3. Крайняя плита и крайняя опора без учета окаймления – основная сетка	1,379	4	100	1,26	3	350	C1 $\frac{4S500-100}{3S500-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{25}$
– дополнительная сетка: $1,379 - 1,26 = 0,119 \text{ см}^2$	0,119	3	200	0,35	3	350	C3 $\frac{3S500-350}{3S500-200} 2350 \times 6900 \frac{50}{125}$
4. Крайняя плита и крайняя опора с учетом окаймления – основная сетка	1,379	4	150	0,84	3	350	C2 $\frac{4S500-150}{3S500-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{50}$
– дополнительная сетка: $1,379 - 0,84 = 0,539 \text{ см}^2$	0,539	3	125	0,57	3	350	C4 $\frac{3S500-350}{3S500-125} 2350 \times 35100 \frac{50}{125}$
5. Над главными балками: $1/3 \cdot 1,379 = 0,46 \text{ см}^2$	0,46	3	150	0,47	3	350	C5 $\frac{3S500-350}{3S500-150} 1140 \times 5800 \frac{50}{45}$

Определение массы сеток.

Таблица 9.

Марка сетки:	Количество, шт		Масса, кг		Масса сетки кг
	продольной арматуры	поперечной арматуры	продольной арматуры	поперечной арматуры	
C1 $\frac{4S500-100}{3S500-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{25}$	24	55	42,4	6,6	49,0
C2 $\frac{4S500-150}{3S500-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{50}$	16	55	28,3	6,6	34,9
C3 $\frac{3S500-350}{3S500-200} 2350 \times 6900 \frac{50}{125}$	7	35	2,4	4,2	6,6
C4 $\frac{3S500-350}{3S500-125} 2350 \times 35100 \frac{50}{125}$	7	234	12,5	28,0	40,5
C5 $\frac{3S500-350}{3S500-150} 1140 \times 5800 \frac{50}{45}$	4	39	1,2	2,3	3,5

5. Расчет второстепенной балки.

5.1 Исходные данные.

Размеры второстепенной балки: $l_{sb} = 7000$ мм, (размеры в осях), $b_{sb} = 200$ мм, $h_{sb} = 450$ мм, шаг второстепенных балок $S_{sb} = l_s = 1.6$ м. Размеры сечения главной балки: $b_{mb} = 300$ мм, $h_{mb} = 700$ мм.

Для бетона класса $C^{16}/20$ принимаем по табл.2-1 (приложения 2) расчетные характеристики бетона: $f_{ck} = 16$ МПа, $\gamma_c = 1.5$, тогда $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = \frac{16}{1.5} = 10.67$ МПа,

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 0,21 \cdot 16^{2/3} / 1,5 = 0,89 \text{ МПа.}$$

Расчетные характеристики для продольной арматуры класса S400 – $f_{yd} = 365$ МПа (табл.2-2 приложения 2), поперечное армирование – вязанными хомутами из арматуры класса S240 – $f_{ywd} = 174$ МПа (табл.2-2 приложения 2).

5.2. Определение расчетных пролетов.

Расчетный пролет для крайних пролетов:

$$l_{0,kr} = l_{sb} - 250 - \frac{b_{mb}}{2} + \frac{l_{sb, sup}}{2} = 7000 - 250 - \frac{300}{2} + \frac{380}{2} = 6790 \text{ мм.}$$

Расчетный пролет для средних пролетов:

$$l_{0,cp} = l_{sb} - b_{mb} = 7000 - 300 = 6700 \text{ мм.}$$

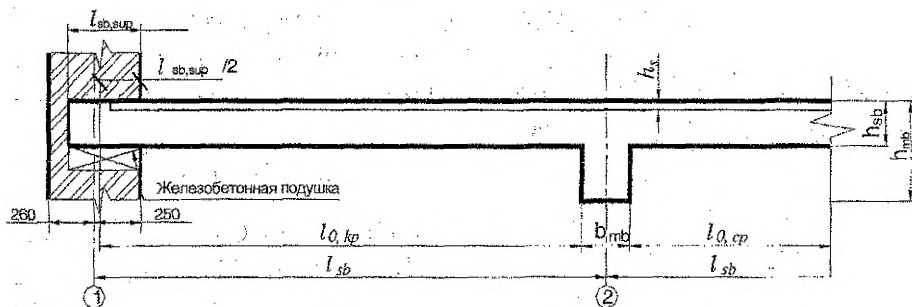


Рис. 8. К определению расчетных пролетов второстепенной балки.

5.3 Подсчет нагрузок на второстепенную балку.

Второстепенная балка работает совместно с прилегающими к ней участками плиты, т.е. расчетное сечение будет тавровое с шириной полки в сжа-

той зоне b_{eff} равной расстоянию между осями (шагу) второстепенных балок, т.е. $b_{eff} = l_s = 1600$ мм.

Определение погонной нагрузки в кН/м на второстепенную балку сведем в таблицу 10.

Подсчет нагрузок на 1 м пог. второстепенной балки.

Таблица 10.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
1. Постоянные нагрузки – g_{sb}			
– от веса пола и монолитной плиты – нормативная: $g_k \cdot l_s = 2.53 \cdot 1.6$ – расчетная: $g \cdot l_s = 3.42 \cdot 1.6$	3.25		5.47
– от собственного веса второстепенной балки $(h_{sb} - h_s) \cdot b_{sb} \cdot 25 = (0,45 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 25$	1.85	1,35	2.5
Итого: g_{sb}	5.1		7.97
2. Временная нагрузка – q_{sb}			
– по заданию $q_{sb} = q_k \cdot l_s = 9.5 \cdot 1.6$	15.2	1.5	22.8

5.4 Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил.

Второстепенная балка рассчитывается как неразрезная 2 - 5-ти пролетная балка с шарнирным опиранием на стену (крайние опоры) и на главные балки (средние опоры). При количестве пролетов балки более 5-и, принимается к расчету пятипролетная схема.

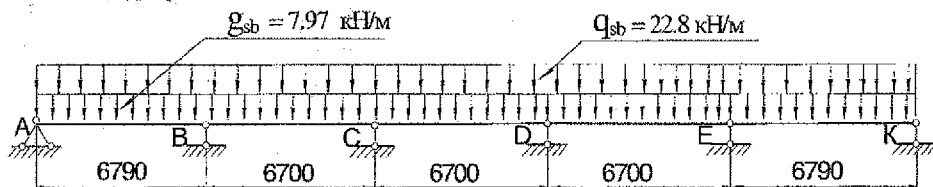


Рис. 9. Расчетная схема второстепенной балки.

Статический расчет второстепенной балки выполняется с учетом перераспределения усилий в стадии предельного равновесия конструкции. Ординаты огибающей эпюры изгибающих моментов определяются с помощью рис. 5-1 и таблицы 5-1 приложения 5. Величины коэффициентов β для эпюр положи-

тельных моментов в крайних и средних пролетах приведены на рисунке, а для эпюры отрицательных моментов приведены в таблице приложения в зависи-

мости от величины отношения: $\frac{q_{sb}}{g_{sb}} = \frac{22.8}{7.97} = 2.9 \approx 3.0$.

где g_{sb} и q_{sb} – постоянная и переменная расчётные нагрузки на балку.

Величина ординат огибающей эпюры моментов определяется по формуле

$$M_{sd} = \beta \cdot (g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{sb, расч}^2$$

Результаты расчета сведены в табл. 11 и отображены на рис. 10.

Определение расчетных значений изгибающих моментов.

Таблица 11

№ пролета	№ точек	В долях пролета	β		$(g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{sb, расч}^2$	Изгибающий момент – M_{sd} , кН·м	
			+ β	- β		+ M_{sd}	- M_{sd}
I	1	0.2	0.065		$(7.97 + 22.8) \cdot 6.79^2 = 1418$	92.2	
	2	0.4	0.09			127.6	
	max	0.425	0.091			129.1	
	3	0.6	0.075			106.4	
	4	0.8	0.02			28.4	
	5	1.0		0.0715			101.4
II	6	0.2	0.018	0.035	$(7.97 + 22.8) \cdot 6.7^2 = 1381$	24.8	48.3
	7	0.4	0.058	0.016		80.1	22.1
	max	0.5	0.0625	-		86.3	-
	8	0.6	0.058	0.014		80.1	19.3
	9	0.8	0.018	0.029		24.8	40.0
	10	1.0		0.0625			86.3
III	11	0.2	0.018	0.028	$(7.97 + 22.8) \cdot 6.7^2 = 1381$	24.8	38.7
	12	0.4	0.058	0.010		80.1	13.8
	max	0.5	0.0625	0.010		86.3	-
	13	0.6	0.058	0.010		80.1	13.8
	14	0.8	0.018	0.028		24.8	38.7
	15	1.0		0.0625			86.3

Величины поперечных сил на опорах (см. рис.9, 10):

- на опоре А и К:

$$V_A^{np} = V_K = 0.4 \cdot (g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{o, кр} = 0.4 \cdot (7.97 + 22.8) \cdot 6.79 = 83.6 \text{ кН}$$

- на опоре В (слева) и опоре Е (справа):

$$V_B^2 = V_E^{np} = 0.6 \cdot (g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{o, кр} = 0.6 \cdot (7.97 + 22.84) \cdot 6.79 = 125.4 \text{ кН}$$

- на опоре В (справа) и на всех оставшихся опорах слева и справа:

$$V_B^{np} = V_C^2 = V_C^{np} = \dots = 0.5 \cdot (g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{o,sp} = 0.5 \cdot (7.97 + 22.84) \cdot 6.7 = 104.5 \text{ кН}$$

5.5 Расчет прочности нормальных сечений и подбор арматуры в расчетных сечениях балки.

Определение требуемой площади сечения арматуры при действии положительного момента ведем как для таврового сечения с полкой в сжатой зоне. При действии отрицательного момента полка находится в растянутой зоне, следовательно расчетное сечение будет прямоугольным.

Размеры сечения, принятые к расчету

$$b_{eff} = 1600 \text{ мм}; b_{sb} = 200 \text{ мм}; h_{sb} = 450 \text{ мм}, h_s = h'_f = 80 \text{ мм};$$

Задаемся величиной $c = 35$ мм в пролете и $c = 50$ мм на опоре, предполагая на ней расположение арматуры в два ряда, тогда:

$$d_1 = h_{sb} - c = 450 - 35 = 415 \text{ мм и } d_2 = h_{sb} - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм.}$$

Предполагая что нейтральная ось проходит по нижней грани полки, определяем область деформирования для прямоугольного сечения шириной $b_{eff} = 1.6$ м и положение нейтральной оси при расчете тавровых сечений:

$$\xi = \beta = \frac{h'_f}{d_1} = \frac{80}{415} = 0.19, \quad \frac{1}{6} = 0.167 < \xi = 0.19 < \frac{7}{27} = 0.259,$$

что указывает на то, что сечение находится в области деформирования 1b (см. табл. 3-3 приложения 3).

С помощью табл. 3-3 приложения 3 находим величину изгибающего момента, воспринимаемого бетоном сечения, расположенным в пределах высоты полки,

$$M_{Rd} = (1.14\xi - 0.57\xi^2 - 0.07) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d_1^2 = \\ = (1.14 \cdot 0.19 - 0.57 \cdot 0.19^2 - 0.07) \cdot 0.85 \cdot 10,67 \cdot 1,6 \cdot 0,415^2 \cdot 1000 = 315,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поскольку выполняется условие $M_{Sd} = 129,1 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rd} = 315,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$, нейтральная ось расположена в пределах полки. Сечение в пролете второстепенной балки рассматривается как прямоугольное с шириной $b = b_{eff} = 1.60$ м.

Расчет продольной арматуры второстепенной балки производим используя алгоритм № 1.

По табл.4.3 [4] для бетона C^{16/20}: $\epsilon_{cu} = 3,5 \%$; по табл.6.5 [4] $\omega_c = 0,810$, $k_2 = 0,416$, $C_0 = 1,947$.

Для арматуры S400 при $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа, $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{sd}}{E_s} = \frac{365}{20 \cdot 10^4} = 1,825 \text{ ‰}$.

Тогда $\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{1,825 + 3,5} = 0,657$ и

$$\alpha_{m,lim} = \omega \xi_{lim} (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,657 (1 - 0,416 \cdot 0,657) = 0,387.$$

В пролете 1. (нижняя арматура) $M_{sd} = 129,10 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $d_1 = 0,415 \text{ м}$;

$$b = b_{eff} = 1,6 \text{ м}.$$

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{129,1}{0,85 \cdot 10,67 \cdot 1,6 \cdot 0,415^2 \cdot 1000} = 0,0516 < \alpha_{m,lim} = 0,387, \text{ рас-}$$

тянутая арматура достигла предельных деформаций

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,0516}{1,947}} = 0,973;$$

$$A_{st}^{np} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{129,1 \cdot 10}{365 \cdot 0,415 \cdot 0,973} = 8,76 \text{ см}^2.$$

В пролете 2. (нижняя арматура) $M_{sd} = 86,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $d_1 = 0,415 \text{ м}$;

$$b = b_{eff} = 1,6 \text{ м}.$$

$$\alpha_m = \frac{86,3}{0,85 \cdot 10,67 \cdot 1,6 \cdot 0,415^2 \cdot 1000} = 0,0348 < \alpha_{m,lim} = 0,387;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,0348}{1,947}} = 0,982;$$

$$A_{st}^{np} = \frac{86,3 \cdot 10}{365 \cdot 0,415 \cdot 0,982} = 5,80 \text{ см}^2.$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b_{sb} \cdot d_2 = 0,15 \cdot 0,2 \cdot 0,4 \cdot 100 = 1,2 \text{ см}^2.$$

В опорных сечениях действуют отрицательные моменты, плита расположена в растянутой зоне, поэтому сечения балки рассматриваются как прямоугольные шириной $b = 0,2 \text{ м}$.

На опоре В. (верхняя) $M_{sd} = 101,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $d_2 = 0,40 \text{ м}$; $b = b_{sb} = 0,2 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{101,4}{0,85 \cdot 10,67 \cdot 0,2 \cdot 0,4^2 \cdot 1000} = 0,349 < \alpha_{m,lim} = 0,387;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,349}{1,947}} = 0,766;$$

$$A_{st}^{mp} = \frac{101,4 \cdot 10}{365 \cdot 0,40 \cdot 0,766} = 9,06 \text{ см}^2.$$

В пролете 2. (верхняя). $M_{sd} = (22.1+19.3)/2 = 20.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $d_1 = 0.415 \text{ м}$;

$$b = b_{sb} = 0.2 \text{ м}.$$

$$\alpha_m = \frac{(22.1+19.3)/2}{0.85 \cdot 10.67 \cdot 0.2 \cdot 0.415^2 \cdot 1000} = 0.071 < \alpha_{m, \text{lim}} = 0.387;$$

$$\eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.071}{1.947}} = 0.962;$$

$$A_{st}^{mp} = \frac{20.7 \cdot 10}{365 \cdot 0.40 \cdot 0.766} = 1.85 \text{ см}^2.$$

На опоре С. (верхняя) $M = 86.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $d_2 = 0.40 \text{ м}$; $b = b_{sb} = 0.2 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{86.3}{0.85 \cdot 10.67 \cdot 0.2 \cdot 0.4^2 \cdot 1000} = 0.297 < \alpha_{m, \text{lim}} = 0.387;$$


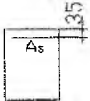

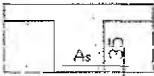
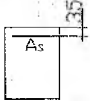
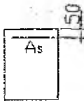
$$\eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.297}{1.947}} = 0.812;$$

$$A_{st}^{mp} = \frac{86.3 \cdot 10}{365 \cdot 0.40 \cdot 0.812} = 7.28 \text{ см}^2.$$

Результаты расчетов и подбор арматуры в расчетных сечениях сводим в таблицу 12.

Таблица 12.

Определение площади сечения рабочей арматуры второстепенной балки

Положение сечения	Расположение арматуры	M_{sd} , кН м	Расчетное сечение	α_m	η	A_{st}^{np} , см ²	$A_{st}^{пр}$, см ²	Принятое армирование
1 пролет	Нижняя	129,1		0,0504	0,973	8,66	9,11	2Ø18 2Ø16
1 пролет	Верхняя	-		Монтажная конструктивная арматура			2,26	2Ø12
Опора В	Верхняя	-101,4		0,349	0,766	9,06	10,3	2Ø20 2Ø16
2 пролет	Нижняя	86,3		0,034	0,982	5,73	6,03	2Ø16 1Ø16
2 пролет	Верхняя	-20,7		0,071	0,962	1,85	2,26	2Ø12
Опора С	Верхняя	-86,3		0,297	0,812	7,28	8,3	2Ø20 1Ø16

5.6 Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе.

Расчет производится для трех наклонных сечений: у крайней опоры (А), у первой промежуточной опоры справа и слева. Начинаем расчет для сечений у первой промежуточной опоры слева, где действует наибольшая поперечная сила.

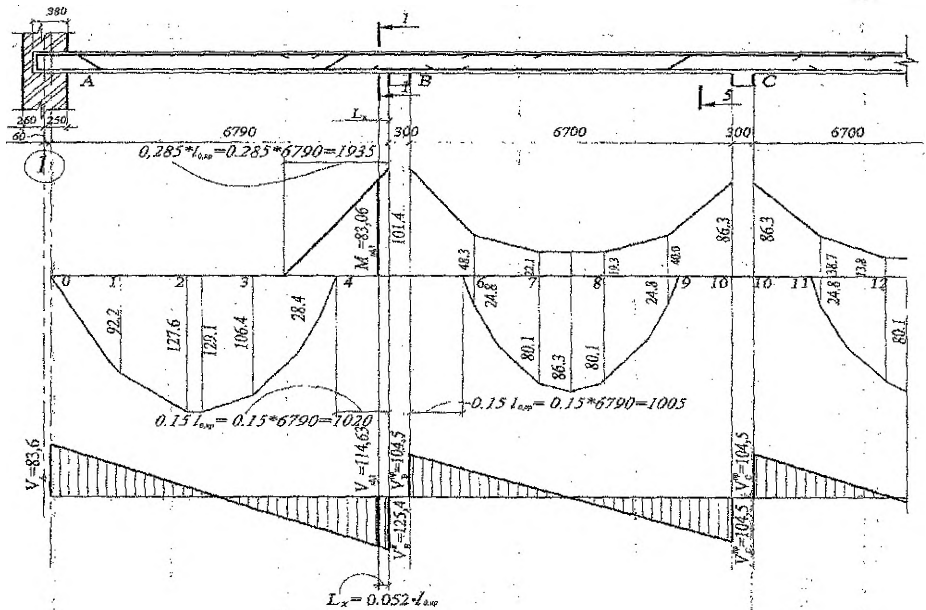


Рис. 10. Расположение расчетных сечений для второстепенной балки.

Первая промежуточная опора слева $V_{sd}^I = V_{max} = V_{sd} = 125.4$ кН.

Расчет прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил начинается проверкой условия $V_{sd} \leq V_{Rd,ct}$; где V_{sd} - расчетная поперечная сила от внешних воздействий; $V_{Rd,ct}$ - поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования:

$$V_{Rd,ct} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \sigma_{cp} \right] \cdot b_{sh} \cdot d_2 =$$

$$= \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) \cdot 1,71 \cdot (100 \cdot 0,013 \cdot 16)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 200 \cdot 400 = 45401H = 45,4кН, \text{ но не менее}$$

$$V_{Rd,ct,min} = (0,4 \cdot f_{ctd} - 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_{sh} \cdot d_2 =$$

$$(0,4 \cdot 0,89) \cdot 200 \cdot 400 = 28480H = 28,5кН$$

здесь $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_2}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{400}} = 1,71 < 2,0$, принимаем $k = 1,71$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot a_2} = \frac{10,63}{20 \cdot 40} = 0,013 \leq 0,02;$$

$\sigma_{cp} = 0$ — при отсутствии осевого усилия (сжимающей силы).

Поскольку $V_{sd} = 125,4 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 45,4 \text{ кН}$, то необходима постановка хомутов по расчету.

Расстояние от опоры, на котором требуется установка хомутов по расчету

$$a_w = (V_{sd} - V_{Rd,ct,min}) / (g_{sb} + q_{sb}) = (125,4 - 45,4) / (7,97 + 22,8) = 2,60 \text{ м}.$$

Первое расчетное сечение 1-1 назначаем на расстоянии от опоры $a_{w1} = 350 \text{ мм}$, что меньше $d_2 = 400 \text{ мм}$ и составляет в долях пролета :

$$L_x = (a_{w1} / l_{o,кр}) \cdot l_{o,кр} = \left(\frac{350}{6790} \right) \cdot l_{o,кр} = 0,052 \cdot l_{o,кр}.$$

В данном сечении 1-1 усилия составляют:

- поперечная сила (см. рис.10)

$$V_{sd,1} = \left(1 - \frac{0,052 \cdot l_{o,кр}}{0,6 \cdot l_{o,кр}} \right) \cdot V_B^A = 0,917 \cdot 125,4 = 114,63 \text{ кН}.$$

- изгибающий момент (см. рис. 5-1)

$$M_{sd,1} = \left(1 - \frac{0,052 \cdot l_{o,кр}}{0,285 \cdot l_{o,кр}} \right) \cdot M_5 = 0,825 \cdot 101,4 = 83,06 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем продольные относительные деформации в бетоне на уровне растянутой арматуры, предварительно задавшись углом наклона диагональных трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$, при расстоянии между верхней и нижней продольными арматурами в сечении $d_z = d_2 - c = 400 - 35 = 365 \text{ мм}$.

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{(M_{sd,1} / d_z) + 0,5 N_{sd,1} + 0,5 V_{sd,1} \cdot \cot \theta}{E_z \cdot A_{st}} = \\ &= \frac{(83,06 \cdot 10^6 / 365) + 0,5 \cdot 0 + 0,5 \cdot 114,63 \cdot 10^3 \cdot \cot 40^\circ}{2 \cdot 10^5 \cdot 1063} = 1,39 \cdot 10^{-3}. \end{aligned}$$

Для выяснения правильности выбора угла $\theta = 40^\circ$ определяем касательные напряжения, действующие в рассматриваемом сечении:

$$\tau = \frac{V_{sd}}{b_{sb} \cdot d_c} = \frac{114,63 \cdot 10^3}{200 \cdot 365} = 1,57 \text{ МПа.}$$

Отношение $\frac{\tau}{f_{cm}} = \frac{1,57}{24} = 0,0654$, где $f_{cm} = 24$ МПа – средняя прочность при осевом сжатии (принимается по табл. 2–1 приложения 2).

В соответствии со значением $\varepsilon_x = 0,00138$ и $\frac{\tau}{f_{cm}} = 0,0645$ по табл. 3–1 приложения 3 убеждаемся, что угол наклона диагональной трещины был принят верно.

Среднее значение главных растягивающих деформаций

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \varepsilon_x + \left[\varepsilon_z + 0,002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\tau}{f_{cm}} (\tan \theta + \cot \theta)} \cdot (0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1) \right) \right] \cdot \cot^2 \theta = \\ &= 1,39 \cdot 10^{-3} + \left[1,39 \cdot 10^{-3} + 0,002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1,57}{24} (\tan 40^\circ + \cot 40^\circ)} \cdot (0,8 + 170 \cdot 3,65 \cdot 10^{-3}) \right) \right] \times \\ &\times \cot^2 40^\circ = 3,65 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

(значение ε_1 определяется итерационным путем).

Главные растягивающие напряжения

$$\sigma_1 = \frac{0,18 \sqrt{f_{cm}}}{0,3 + \frac{24 \cdot W_k}{a + 16}} \cdot \tan \theta + \frac{0,18 \sqrt{24}}{0,3 + \frac{24 \cdot 1,08}{20 + 16}} \cdot \tan 40^\circ = 0,72 \text{ МПа,}$$

где: a – максимальный размер заполнителя, $a = 20$ мм.

W_k – ширина раскрытия наклонной трещины.

$$W_k = S_{mo} \cdot \varepsilon_1 = 300 \cdot 3,65 \cdot 10^{-3} = 1,08 \text{ мм,}$$

здесь S_{mo} – расстояние между диагональными трещинами, ориентировочно 300 мм.

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном

$$V_{Rd,c} = \sigma_1 \cdot b_{sb} \cdot d_c \cdot \cot \theta = 0,72 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,37 \cdot \cot 40^\circ = 63,85 \text{ кН.}$$

Составляющая поперечной силы, которую должна воспринять арматура (хомуты)

$$V_{Rd,sy} = V_{sd} - V_{Rd,c} = 114,63 - 63,85 = 50,78 \text{ кН.}$$

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая поперечной арматурой, определяется по формуле:

$$V_{Rd,sv} = \frac{A_{sw} \cdot f_{svd} \cdot d_z}{S} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha, \text{ откуда}$$

$$A_{sw} = \frac{V_{Rd,sv} \cdot S}{f_{svd} \cdot d_z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha},$$

где: α – угол наклона поперечной арматуры (хомутов) к продольной оси балки, $\alpha = 90^\circ$;

f_{svd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры.

Приняв в соответствии с п. 11.2.21 [1] на приопорном участке $0,25 l_{0,кр}$ шаг хомутов $S = 150$ мм, что не превышает $0,5h$ и 150 мм (при $h > 450$ мм шаг хомутов не должен быть более $h/3$ и не более 300 мм), требуемое количество поперечного армирования

$$A_{sw} = \frac{50,78 \cdot 0,15 \cdot 10}{174 \cdot 0,365 \cdot (\cot 40^\circ + \cot 90^\circ) \cdot \sin 90^\circ} = 0,993 \text{ см}^2.$$

Принимаемая площадь поперечного сечения хомутов должна быть не менее

$$A_{sw,min} = (S \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot \rho_{sw,min} = (15 \cdot 20 \cdot \sin 90^\circ) \cdot 0,0009 = 0,27 \text{ см}^2.$$

где $\rho_{sw,min}$ – минимальный коэффициент поперечного армирования сечения, принимается в зависимости от класса хомутов и класса бетона по табл. 11.2 [1].

При назначении поперечного армирования следует иметь ввиду конструктивные требования: при высоте сечения балки до 800 мм включительно диаметр хомутов должен быть не менее 6 мм, при большей высоте балки – не менее 8 мм.

Окончательно принимаем двухсрезные хомуты диаметром 8 мм класса S 240 ($A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$) и устанавливаем в опорной зоне длиной $0,25 l_{0,кр}$ с шагом 150 мм.

Составляющая поперечной силы, которую может воспринять арматура равна:

$$V_{Rd,sv} = \frac{A_{sw} \cdot f_{svd} \cdot d_z}{S} (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha = \frac{101 \cdot 174 \cdot 0,365 \cdot 10^{-3}}{0,15} (\cot 40^\circ + \cot 90^\circ) \cdot \sin 90^\circ = 51,63 \text{ кН}$$

Действительная несущая способность наклонного сечения составит:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,sv} = 63,85 + 51,63 = 115,48 \text{ кН} > V_{Rd,d} = 114,63 \text{ кН}.$$

Проверяем условие: $V_{Rd} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z$

$$115,46 \text{ кН} < 0,25 \cdot 10,67 \cdot 200 \cdot 365 = 197395 \text{ Н} = 197,4 \text{ кН}$$

В средних частях пролетов шаг поперечных стержней должен назначаться при высоте сечения $h > 30$ см не более $3/4h$ и не более 50 см. п. 11.2.21 [1]. Принимаем $S = 30$ см, что не превышает $3/4h = 3/4 \cdot 40 = 30$ см.

В остальных опасных сечениях расчеты производятся аналогично. В данном примере у крайней опоры ($V_A^{np} = 83.6 кН$) и у первой промежуточной опоры справа ($V_B^{np} = 104,5 кН$), где поперечные силы меньше, чем на опоре В слева ($V_B^z = 125.4 кН$), принятое поперечное армирование также будет обеспечивать прочность наклонных сечений. Уменьшить поперечное армирование не представляется возможным, так как диаметр хомутов принят минимальным, а шаг – максимально допустимым по конструктивным требованиям при данной высоте балки.

5.7 Построение эпюры материалов и определение мест обрыва арматуры второстепенной балки.

Определив необходимое сечение арматуры в пролетах и на опорах, а также отогнутой арматуры (если это необходимо), переходят к назначению количества и диаметра стержней.

Сначала подбирают арматуру во всех пролетах. Следует стремиться к меньшему количеству разных диаметров рабочей арматуры (не более трех). Минимальный диаметр рабочих стержней для вязанных каркасов принимается равным 12 мм, максимальный - 32 мм.

При размещении стержней в сечении должны также соблюдаться следующие требования:

а) расстояние в свету между стержнями должно быть не менее диаметра и не менее 25 мм при нижнем расположении арматуры и не менее 30 мм - при верхнем, что обеспечивается обычно при назначении количества стержней в сечении в зависимости от его ширины;

б) расстояние в свету между рядами при двухрядном расположении должно быть не менее половины диаметра и не менее 25 мм;

в) толщина защитного слоя у нижней и верхней граней при диаметре продольной арматуры до 32 мм принимается не менее величины, указанной в таблице 3 и не менее максимального размера заполнителя. Толщина защитного слоя у боковых граней хомутов должна быть не менее 15 мм.

В случаях, если в пролетных сечениях по расчету требуется поставить более двух продольных стержней, то два крайних стержня надлежит довести до опоры второстепенной балки, а остальные в целях экономии металла рекомендуется ставить меньшей длины (предусмотрев или обрыв части рабочих стержней в пролете, или с целью использования одних и тех же стержней в качестве как пролетной, так и опорной арматуры перевод (отгиб) стержней из нижней зоны в пролете в верхнюю – на опорах.

Места обрыва или отгиба стержней назначаются в соответствии с эпюрами изгибающих моментов. Для этого на огибающей эпюре изгибающих моментов от внешней нагрузки, построенной в соответствующем масштабе, строится в том же масштабе так называемая **эпюра материалов**, представляющая собой эпюру моментов M_{Rd} , которые может воспринять второстепенная балка имеющимся в сечении балки принятым количеством арматуры (эпюру моментов несущей способности балки по арматуре).

Несущая способность сечений балки по арматуре определяется по формуле:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta \quad (*),$$

где: d – уточненное значение рабочей высоты сечения;

η – табличный коэффициент, определяемый: $\eta = 1 - k_2 \cdot \xi$

$$\xi = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$$

При построении эпюры материалов считают, что обрываемый стержень необходимо завести за точку теоретического обрыва, где он уже не нужен по расчету прочности нормальных сечений, на расстояние анкеровки – l_{bd} .

Для построения эпюры материалов по фактической площади арматуры A_{st}^{np} в середине пролета и на опоре (см. табл.12) по формуле (*) определяют момент M_{Rd} , воспринимаемый арматурой A_{st}^{np} . Затем в масштабе, принятом для построения эпюры изгибающих моментов (см. рис. 11), проводят горизонтальную линию, соответствующую M_{Rd} .

Эта горизонтальная линия должна быть расположена несколько дальше эпюры изгибающих моментов по отношению к нулевой линии, что показывает, насколько фактическая арматура A_{st}^{np} близка к расчетной A_{st}^{rp} . Если гори-

горизонтальная линия пересекает эпюру изгибающих моментов, то это говорит о том, что арматуры $A_{St}^{пр}$ поставлено недостаточно, или сделана в вычислениях ошибка.

Затем подсчитывают момент M_{Rd} для меньшего количества стержней, что будет соответствовать обрыву (отгибу) стержней в сечениях с меньшим изгибающим моментом. Обычно обрывают (отгибают) сразу по два или по одному стержню и начинают при этом обрыв (отгиб) с арматуры, расположенной во втором ряду или в средней части при однорядном расположении. При выполнении обрывов (отгибов) стержней необходимо соблюдать принцип симметрии расположения стержней в поперечном сечении балки.

Зная новое значение M_{Rd} , снова проводят горизонтальную линию на эпюре изгибающих моментов. Точка пересечения этой линии с эпюрой моментов и будет точкой теоретического обрыва (отгиба). Таким же образом поступают и при определении мест обрыва (отгиба) других стержней.

Из точек теоретического обрыва (т.т.о.) проводят перпендикулярные линии до пересечения их с горизонтальными линиями M_{Rd} и окончательно строят эпюру материалов, которая имеет ступенчатый вид в местах теоретического обрыва стержней, и наклонный вид в местах отгиба стержней. Следует иметь в виду, что начало каждого отгиба в растянутой зоне располагают на расстоянии от точки теоретического обрыва не меньше, чем $0,5d$, где d — уточненное значение рабочей высоты сечения. С целью восприятия изгибающего момента от возможного частичного защемления балки на стене в первом пролете арматуру не обрывают, а отгибают на крайнюю опору. Начало отгиба располагают на расстоянии 50-60 мм, от внутренней грани стены.

Из точек теоретического обрыва обрываемых стержней по горизонтали откладывают длину анкеровки l_{bd} и окончательно устанавливают место фактического обрыва стержня.

Расчеты, необходимые для построения эпюры материалов, можно выполнять в табличной форме (табл. 13).

5.8. Определение длины анкеровки и нахлеста обрываемых стержней.

Сечения, в которых обрываемые стержни не требуются по расчету, проще всего определить графически. Для этого необходимо на объемлющую эпюру моментов наложить эпюру арматуры. Точки, в которых ординаты эпюр будут общими (точки пересечения), определяют места теоретического обрыва стержней в пролете (рис. 11). Для обеспечения прочности наклонных сечений

второстепенной балки по изгибающим моментам обрываемые в пролете стержни продольной арматуры необходимо завести за точку теоретического обрыва на расстояние не менее:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}, \quad (*)$$

где: $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коэффициенты, характеризующие условия анкерования, определяются по табл. 11.6 [1];

l_b – базовая длина анкерования, определяется с помощью табл. 14;

$A_{s,red}$ – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;

$A_{s,prov}$ – принятая площадь продольной арматуры;

$l_{b,min}$ – минимальная длина анкерования, принимается равной наибольшему значению из величин: $0,6 l_b; 15\varnothing; 100$ мм для растянутых стержней и $0,3 l_b; 15\varnothing; 100$ мм для сжатых стержней.

В связи с тем, что произведение $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4$ изменяется в пределах 0,7-1,0 (см. п. 11.2.32 [1]), а величина α_3 в условиях обрыва арматуры второстепенной балки принимается равной 0,7, то в курсовом проекте с целью уменьшения расчетной части разрешается принимать $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 = 1,0$, а $\alpha_3 = 0,7$.

Таблица 13.

Вычисление ординат эпюры материалов для продольной арматуры.

ϕ и количество стержней	Уточненная высота сечения $d = h_{sb} - c$, см	Фактическая площадь сечения стержней A_{st} , см ²	Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} , МПа.	Относительная высота сжатой зоны $\xi = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$	Коэффициент $\eta = 1 - k_2 \cdot \xi$	$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta$, кН*м
<i>1-й пролет (нижняя арматура $b=b_f'=160$ см, $c=3.5$ см)</i>						
2 Ø 18+2 Ø 16	41.5	9.11	365	0.068	0.972	134.08
2 Ø 18	41.5	5.09	365	0.038	0.984	75.88
<i>1-й пролет (верхняя арматура $b=b_{sb}=20$ см, $c=3.5$ см)</i>						
2 Ø 12	41.5	2,26	365	0.135	0.944	32.31
<i>Опорная арматура. Опора А, ($b=b_{sb}=20$ см, $c=3.5$ см)</i>						
2 Ø 12+2 Ø 16	41.5	5,151	365	0.308	0.872	68.02
<i>Опорная арматура. Опора В, ($b=b_{sb}=20$ см, $c=3.5$ см)</i>						
2 Ø 20+2 Ø 16	41.5	10,3	365	0.617	0.744	116.00
2 Ø 20	41.5	6,28	365	0.376	0.844	80.25
<i>2-й пролет (нижняя арматура $b=b_f'=160$ см; $c=3.5$ см)</i>						
2 Ø 16+1 Ø 16	41.5	6.03	365	0.045	0.981	89.62
2 Ø 16	41.5	4.02	365	0.030	0.987	60.13
<i>2-й пролет (верхняя арматура $b=b_{sb}=20$ см, $c=3.5$ см)</i>						
2 Ø 12	41.5	2,26	365	0.135	0.944	32.72
<i>Опорная арматура. Опора С, ($b=b_{sb}=20$ см, $c=3.5$ см)</i>						
2 Ø 20+1 Ø 16	41.5	8,29	365	0.496	0.794	99.65
2 Ø 20	41.5	6,28	365	0.376	0.844	80.25

Таблица 14

Класс арматуры	Класс бетона по прочности при сжатии									
	C ¹² /15	C ¹⁶ /20	C ²⁰ /25	C ²⁵ /30	C ³⁰ /37	C ⁴⁰ /45	C ⁴⁰ /50	C ⁴⁵ /55	C ⁵⁰ /60	>C ⁵⁵ /70
S400	54	44	38	32	29	26	24	22	20.3	19.5
S500	66	54	47	40	36	32	30	27	25	24

Кроме того, общая длина запуска стержня за точку теоретического обрыва должна быть не менее $0,5h$ и $20\varnothing$, где h – высота второстепенной балки.

Анкеровка стержней продольной арматуры на свободной опоре осуществляется путем заведения за внутреннюю грань опоры на длину не менее:

- $5\varnothing$ в элементах, где арматура ставится на восприятие поперечной силы конструктивно;
- $10\varnothing$ - в элементах, где поперечная арматура ставится по расчету, а до опоры доводится не менее $2/3$ сечения арматуры, определенной по наибольшему моменту в пролете;
- $15\varnothing$ - то же, если до опоры доводится не менее $1/3$ сечения арматуры.

Для обеспечения анкеровки обрываемой арматуры в сжатой зоне (нижняя арматура сжатой зоны на промежуточных опорах второстепенной балки) длина заводимых стержней за грань опоры определяется по формуле (*), принимая при этом $A_{s,red} = 0$.

Стыкуемые в пролетах стержни (стержни верхней продольной арматуры второстепенной балки) необходимо завести друг за друга на величину нахлеста равную длине анкеровки большего диаметра стыкуемых стержней. Длина анкеровки определяется по выражению (*).

Анкеровка растянутой арматуры:
опора В слева и справа.

Сечение А – А, Г – Г. В сечении обрывается стержни $\varnothing 20$ мм класса S400. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 2.26 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 12$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 6.28 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20$). По табл.14 $l_b = 44 \cdot 20 = 880$ мм. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,1} = 0.7 \cdot 880 \cdot \frac{226}{628} = 221.7 \text{ мм.}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_b = 0.6 \cdot 880 = 528 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 20 = 400 \text{ мм};$$

$$h_{db}/2 = 450/2 = 225 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем $l_{bd,1} = 530$ мм.

Сечение Б – Б. В сечении обрываются стержни $\varnothing 16$ класса S400. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 6.28 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 10.3 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20 + 2\varnothing 16$). По табл.14 $l_b = 44 \cdot 16 = 704$ мм. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,2} = 0.7 \cdot 704 \cdot \frac{6.28}{10.63} = 300 \text{ мм}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_{bd} = 0.6 \cdot 704 = 422 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм};$$

$$h_{sb}/2 = 450/2 = 225 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,2} = 430$ мм.

Сечение В – В. В сечении обрываются стержни $\varnothing 16$ класса S400. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 4.02 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 16$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 6.03 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 16 + 1\varnothing 16$). По табл.14 $l_b = 44 \cdot 16 = 704$ мм. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,3} = 0.7 \cdot 704 \cdot \frac{4.02}{6.03} = 330 \text{ мм}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_{bd} = 0.6 \cdot 704 = 422 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм};$$

$$h_{sb}/2 = 450/2 = 225 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,3} = 430$ мм.

Опора С слева и справа.

Сечение Д – Д, И – И. В сечении обрывается стержни $\varnothing 20$ класса S400. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 2.26 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 12$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 6.28 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20$). По табл.14 $l_b = 44 \cdot 20 = 880$ мм. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,4} = 0.7 \cdot 880 \cdot \frac{2.26}{6.28} = 222 \text{ мм}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_b = 0.6 \cdot 880 = 528 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 20 = 400 \text{ мм};$$

$$h_{sb}/2 = 450/2 = 225 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,4} = 530$ мм.

Сечение Ж – Ж. В сечении обрываются стержни $\varnothing 16$ мм класса S400. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 6,28 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 8,29 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20 + 1\varnothing 16$). По табл.14 $l_b = 44 \cdot 16 = 704$ мм. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,5} = 0,7 \cdot 704 \cdot \frac{6,28}{8,29} = 363 \text{ мм}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0,6 \cdot l_{bd} = 0,6 \cdot 704 = 422 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм};$$

$$h_{sb}/2 = 450/2 = 225 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,5} = 430$ мм.

Сечение Е – Е. В сечении обрывается стержни $\varnothing 16$ мм класса S400. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 4,02 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 16$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 6,03 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 16 + 1\varnothing 16$). По табл.14 $l_b = 44 \cdot 16 = 704$ мм. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,6} = 0,7 \cdot 704 \cdot \frac{4,02}{6,03} = 330 \text{ мм}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0,6 \cdot l_{bd} = 0,6 \cdot 704 = 422 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм};$$

$$h_{sb}/2 = 450/2 = 225 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,6} = 430$ мм.

Анкеровка сжатой арматуры:

Опора В.

Из первого пролета нижние стержни $\varnothing 18$ мм класса S400 ($l_b = 44 \cdot 18 = 792$ мм) должны заходить за грань опоры (грань главной балки) на длину зоны анкеровки равной: $l_{bd,an1} = l_{b,min} = 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 18 = 270$ мм, что больше $0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 792 = 238$ мм;

Окончательно принимаем $l_{bd,an1} = 270$ мм.

Из первого пролета нижние стержни $\varnothing 16$ мм класса S400 ($l_b = 44 \cdot 16 = 704 \text{ мм}$) должны заходить за грань опоры (грань главной балки) на длину зоны анкеровки равной:

$$l_{bd,an2} = l_{b,\min} = 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 16 = 240 \text{ мм} > 0.3 \cdot l_b = 0.3 \cdot 704 = 211 \text{ мм};$$

Окончательно принимаем $l_{bd,an2} = 240 \text{ мм}$.

Опора С.

Из второго и третьего пролетов нижние стержни $\varnothing 16$ мм класса S400 ($l_b = 44 \cdot 16 = 704 \text{ мм}$) должны заходить за грань опоры (грань главной балки) на длину зоны анкеровки равной:

$$l_{bd,an3} = l_{b,\min} = 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 16 = 240 \text{ мм} > 0.3 \cdot l_b = 0.3 \cdot 704 = 211 \text{ мм};$$

Окончательно принимаем $l_{bd,an3} = 240 \text{ мм}$.

Анкеровка арматуры на свободной опоре

Длина анкеровки продольной арматуры $\varnothing 18$ мм на свободной опоре (в зоне опирания второстепенной балки на наружную стену) должна быть не менее $15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 18 = 270 \text{ мм}$. При площадке опирания второстепенной балки на стену $l_{s,оп} = 380 \text{ мм}$ анкерovка продольной арматуры обеспечивается.

Соединение стержней арматуры:

Верхняя пролетная арматура $\varnothing 12$ мм в крайних и средних пролетах стыкуется с верхней опорной арматурой $\varnothing 20$ мм. Стыкуемые стержни необходимо завести друг на друга (нахлест) на величину длины анкеровки большего диаметра, т.е.

$$l_{bd,ov} = 0.7 \cdot 880 \cdot \frac{226}{628} = 221.7 \text{ мм} < l_{b,\min} = 528 \text{ мм}$$

$$l_{b,\min} = \begin{cases} 0.6 \cdot l_b = 0.6 \cdot 880 = 528 \text{ мм}; \\ 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 20 = 300 \text{ мм}; \end{cases}$$

Окончательно принимаем $l_{bd,ov} = 530 \text{ мм}$.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 503.01–02. «Конструкции бетонные и железобетонные». – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.
 2. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85.–М.:1987.–36с. ,
 - 3*. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс.–М.: Стройиздат , 1991.–767с.
 4. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования // Учебное пособие для студентов строительной специальности. Под редакцией профессора Т.М. Петцольда и профессора В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003.– 380 с. с илл.
 - 5.* Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие. / Под редакцией А.Б. Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.:Будивельник, 1990. 544 с.
 - 6.* Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)–М.: ЦИГП Госстроя СССР, 1989.–192с.
 - 7.* Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84) 41 и 42.– М.: ЦИГП СССР, 1988.–334с.
- * При использовании источников [3,5–7] учесть изменения в нормах проектирования бетонных и железобетонных конструкций.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Исходные данные для проектирования
Параметры задания.

Таблица 1-1

Третья (с. конца) шифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	19,2×64,0*) 4,8×6,4**)	17,4×72,0 5,8×7,2	21,0×64,0 7,0×6,4	15,6×54,0 5,2×6,0	21,6×74,0 5,4×7,4	17,4×62,4 5,8×7,8	28,0×72,0 7,0×7,2	20,0×66,0 5,0×6,6	18,6×60,8 6,2×7,6	20,0×64,0 5,0×6,4
2	15,0×60,0 5,0×6,0	24,8×64 6,2×8,0	19,2×60,0 4,8×6,0	22,4×74,0 5,6×7,4	15,6×52,8 5,2×6,6	19,2×64,0 6,4×8,0	19,2×68,0 4,8×6,8	24,0×62,4 6,0×7,8	18,0×60,8 6,0×7,6	24,0×64,0 6,0×6,4
3	26,6×72,0 6,6×7,2	18,0×54,6 6,0×7,8	20,0×74,0 5,0×7,4	17,4×66,0 5,8×6,6	20,8×54,4 5,2×6,8	16,8×68,0 5,6×6,8	21,0×66,0 7,0×6,6	22,2×66,0 7,4×6,6	25,6×72,0 6,4×7,2	16,2×54,0 5,4×6,0
4	19,8×54,6 6,6×7,8	16,8×60,8 5,6×7,6	24,0×54,4 6,0×6,8	23,2×72,0 5,8×7,2	16,8×62,4 5,6×7,8	25,6×72,0 6,4×8,0	18,6×74,0 7,0×7,4	28,0×74,0 7,0×7,4	24,8×72,0 6,2×7,2	21,6×47,6 5,4×6,8
5	20,8×74,0 5,2×7,4	22,4×72,0 5,6×7,2	16,2×76,0 5,4×7,6	19,2×60,8 4,8×7,6	21,6×56,0 5,4×8,0	19,2×54,6 6,4×7,8	19,2×66,0 6,4×6,6	26,4×60,0 6,6×6,0	24,0×72,0 6,0×7,2	23,2×54,4 5,8×6,8
6	16,2×56,0 5,4×7,0	24,8×68,0 6,2×6,8	21,6×62,4 5,4×7,8	14,4×54,6 4,8×7,8	22,4×63 5,6×7,0	18,6×56,0 6,2×8,0	26,4×68,0 6,6×6,8	22,4×64,0 5,6×6,4	20,0×72,0 5,0×7,2	16,2×66,0 5,4×6,6
7	19,2×60,8 6,4×7,6	18,6×66,0 6,2×6,6	20,0×48,0 5,0×8,0	20,8×56,0 5,2×8,0	20,0×60,0 5,0×6,0	17,4×60,8 5,8×7,6	20,8×72,0 5,2×7,2	24,0×64,0 8,0×6,4	25,6×68,0 6,4×6,8	16,8×52,8 5,6×6,6
8	22,4×47,6 5,6×6,8	24,8×74,0 6,2×7,4	19,2×48,0 4,8×4,8	20,0×50,0 5,0×5,0	16,2×58,0 5,4×5,8	20,8×64,0 5,2×6,4	15,0×76,0 5,0×7,6	23,2×60,0 5,8×6,0	21,6×64,0 5,4×6,4	28,0×60,0 5,6×6,0
9	26,4×72,0 6,6×8,0	18,0×60,0 6,0×6,0	19,2×48,0 4,8×8,0	15,6×54,0 5,2×5,4	20,8×64,0 5,2×6,4	24,8×60,0 6,2×6,0	15,6×76,0 5,2×7,6	24,0×74,0 6,0×7,4	19,2×60,0 6,4×6,0	28,0×64,0 7,0×6,4
0	18,0×72,6 6,0×6,6	17,4×64,0 5,8×6,4	20,0×78,0 5,0×7,8	19,8×76,0 6,6×7,6	17,4×64,0 5,8×8,0	23,2×74,0 5,8×7,4	20,8×78,0 5,2×7,8	25,6×74,0 6,4×7,4	20,0×78,0 5,0×7,8	17,4×62,4 5,8×7,8

*) Верхняя строка – размеры здания в плане (м).

**) Нижняя строка – сетка колонн (м).

Приложение 2.

Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов

Таблица 2-1

Характеристики	Классы бетона по прочности на сжатие														
	C ⁸ /10	C ¹² /15	C ¹⁶ /20	C ²⁰ /25	C ²⁵ /30	C ³⁰ /37	C ³⁵ /45	C ⁴⁰ /50	C ⁴⁵ /55	C ⁵⁰ /60	C ⁵⁵ /67	C ⁶⁰ /75	C ⁷⁰ /85	C ⁸⁰ /95	C ⁹⁰ /105
f_{ck} (МПа)	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{c,cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{ctm} (МПа)	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	0,84	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (МПа)	1,56	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
ϵ_{c1} (‰)	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
ϵ_{cu1} (‰)						-3,5					-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
ϵ_{c2} (‰)						-2,0					-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
ϵ_{cu2} (‰)						-3,5					-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
n						2,0					1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
ϵ_{c3} (‰)						-1,75					-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
ϵ_{cu3} (‰)						-3,5					-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6

Примечание: для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_k = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик из табл. 4.3 f_{ctm} , $f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$ следует умножать на поправочный коэффициент $k_t = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} f_{c,cube}^2$

Расчетные сопротивления и модуль упругости арматуры, МПа.

Таблица 2-2

Класс арматуры	Номинальный диаметр	Вид поверхности	$k=f_{yk}/f_{yk}$	Нормативное сопротивление $f_{yk} (f_{02k})$, Н/мм ²	Расчетное сопротивление $f_{yd} (f_{02d})$, Н/мм ²	Расчетное сопротивление поперечной арматуры f_{ywd} , Н/мм ²	
S240	5,5-40	гладкая	1,08	240	218	174*	157
S400	6,0-40	периодич. профиля	1,05	400	365	290*	263
S500	3-40	гладкая и периодич. профиля	1,05	500	450	360*	324

* Для случая применения в вязанных каркасах

Приложение 3.

Значения β и θ для расчета элементов с поперечным армированием.

Таблица 3-1

γ f_{cm}		Продольные относительные деформации ϵ_x						
		$\leq 0,0000$	$\leq 0,00025$	$\leq 0,0005$	$\leq 0,00075$	$\leq 0,0010$	$\leq 0,0015$	$\leq 0,0020$
$\leq 0,050$	β	0,405	0,290	0,208	0,197	0,185	0,162	0,143
	θ	27,0°	28,5°	29,0°	33,0°	36,0°	41,0°	43,0°
$\leq 0,075$	β	0,405	0,250	0,205	0,194	0,179	0,158	0,137
	θ	27,0°	27,5°	30,0°	33,5°	36,0°	40,0°	42,0°
$\leq 0,100$	β	0,271	0,211	0,200	0,189	0,174	0,143	0,120
	θ	23,5°	26,5°	30,5°	34,0°	36,0°	38,0°	39,0°
$\leq 0,125$	β	0,216	0,208	0,197	0,181	0,167	0,133	0,112
	θ	23,5°	28,0°	31,5°	34,0°	36,0°	37,0°	38,0°
$\leq 0,150$	β	0,212	0,203	0,189	0,171	0,160	0,125	0,103
	θ	25,0°	29,0°	32,0°	34,0°	36,0°	36,5°	37,0°
$\leq 0,200$	β	0,203	0,194	0,174	0,126	0,131	0,100	0,083
	θ	27,5°	31,0°	33,0°	34,0°	34,5°	35,0°	36,0°
$\leq 0,250$	β	0,191	0,167	0,136	0,126	0,116	0,108	0,104
	θ	30,0°	32,0°	33,0°	34,0°	35,5°	38,5°	41,5°

Значения ξ , η , α_{sp} для расчета по прочности железобетонных элементов.
Таблица 3-2

Расчетный параметр	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰	
	$\xi = x/d$	$\omega_c \xi$	$\eta = z/d$	α_{sp}	сжатия в бетоне ϵ_c (+)	растяжения в арматуре ϵ_{st} (+)
Область деформирования	2	3	4	5	6	7
Область 1а	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	10,0
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	10,0
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	10,0
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	10,0
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	10,0
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	10,0
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	10,0
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	10,0
	Верхняя граница для области 1а	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20
Область 1б	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	10,0
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	10,0
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	10,0
	Верхняя граница для области 1б	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50
Область 2	0,28	0,227	0,884	0,200	3,50	9,00
	0,30	0,243	0,875	0,213	3,50	8,17
	0,32	0,259	0,867	0,225	3,50	7,44
	0,34	0,275	0,859	0,236	3,50	6,79
	0,36	0,291	0,850	0,248	3,50	6,22
	0,38	0,308	0,842	0,259	3,50	5,71
	0,40	0,324	0,834	0,270	3,50	5,25
	0,42	0,340	0,825	0,281	3,50	4,83
	0,44	0,356	0,817	0,291	3,50	4,45
	0,46	0,372	0,809	0,301	3,50	4,11
	0,48	0,388	0,800	0,311	3,50	3,79
	0,50	0,405	0,792	0,321	3,50	3,50
	0,52	0,421	0,784	0,330	3,50	3,23
	0,54	0,437	0,775	0,339	3,50	2,98
	0,56	0,453	0,767	0,348	3,50	2,75
	0,58	0,469	0,759	0,356	3,50	2,53
	0,60	0,486	0,750	0,364	3,50	2,33
Граничные значения для области 1 при арматуре S400	0,657	0,502	0,727	0,387	3,60	1,82
Граничные значения для области 2 при арматуре S400	0,61	0,494	0,746	0,368	3,50	2,25

89 Основные зависимости для расчета железобетонных элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием параболически линейной диаграммы деформирования бетона

Таблица 3-3

Стадия	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны ξ	Кривая деформирования $\varepsilon_c, \%$	Напряжения σ_c крайнего сжатого волокна, при ε_c в $\%$	Относительная деформация растянутой арматуры $\varepsilon_{s1}, \%$	Относительная деформация сжатой арматуры $\varepsilon_{s2}, \%$
Ia	$\xi \leq \frac{1}{6}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	$\alpha f_{cd} \varepsilon_c \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{4}\right)$	10	$10 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{1-\xi}$
Ib	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{7}{27}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	αf_{cd}	10	$10 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{1-\xi}$
II	$\frac{7}{27} < \xi \leq \frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7}$	3,5	αf_{cd}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{\xi}$
III	$\frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7} < \xi \leq \beta_h$	3,5	αf_{cd}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{\xi}$
IV	$\xi > \beta_h$	$\frac{14\xi}{7\xi - 3\beta_h}$	αf_{cd}	$\frac{14(\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h}$	$\frac{14\left(\xi - \frac{c_1}{d}\right)}{7\xi - 3\beta_h}$

Параметры усилия в бетоне сжатой зоны				
Стадия	Коэффициент полноты эпюры напряжений ω	Относительное усилие $\omega_s \xi = \frac{F_{sc}}{bd\alpha f_{cd}}$	Относительное плечо усилия $\eta = \frac{z}{d}$	Относительный момент $\alpha_m = \frac{M_{sd}}{bd^2\alpha f_{cd}}$
Ia	$\frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2 - 12\xi + 4}{4 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}$	$\frac{1,25\xi^2 (3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2}$
Ib	$\frac{16-\xi}{15\xi}$	$\frac{16\xi-1}{15}$	$1 - \frac{8,55\xi^2 - 1,1\xi - 0,05}{16\xi - 1}$	$1,14\xi - 0,57\xi^2 - 0,07$
II	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
III	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
IV	$1 - p_4 \frac{4}{21}$ где $p_4 = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h}\right)^2$	$\beta_h \left(1 - p_4 \frac{4}{21}\right)$	$1 - \frac{\beta_h}{2} \frac{1 - p_4}{1 - p_4} \frac{16}{49} \frac{4}{21}$	$\beta_h \left(1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \left(\frac{4}{21} - \frac{8}{49}\beta_h\right)\right)$

Приложение 4.

Сортамент горячекатаных арматурных стержней.

Таблица 4-1

Номинал. диаметр, мм	Площадь поперечного сечения см ² , при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S800
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	•	•	•	
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	•	•	•	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	•	•	•	
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	•	•	•	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	•	•	•	•
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	•	•	•	•
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	•	•	•	•
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	•	•	•	•
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	•	•	•	•
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466	•	•	•	•
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	•	•	•	•
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853	•	•	•	
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834	•	•	•	
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313	•	•	•	
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	•	•	•	

Примечание: Стержни арматурной горячекатаной стали диаметром менее 10 мм поставляются в мотках, диаметром 10 мм и более – в прутках длиной 6...12 м или мерной длины, оговариваемой в заказах.

Сортамент арматурной проволоки.

Таблица 4-2

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения (см ²) при числе проволок									Масса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	S500
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,051
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,090
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,139

Приложение 5

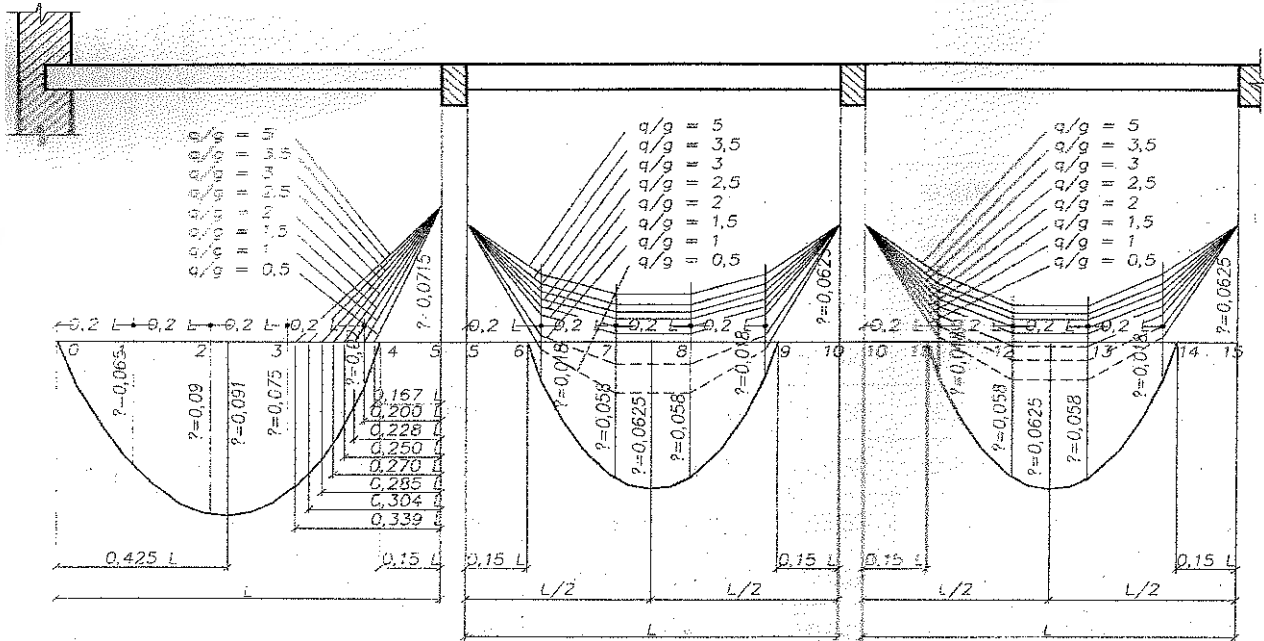


Рис 5 -1. Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных второстепенных балок.
 Значения коэффициента β для определения ординат изгибающих моментов в средних пролетах балок в за-

висимости от соотношения нагрузок $\frac{q_{sb}}{g_{sb}}$

Таблица 5-1

q_{sb}	Номера точек										
	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

Учебное издание

Составители: Малиновский Василий Николаевич
Шалобыта Николай Николаевич

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

*Методические указания к выполнению I-го
курсового проекта по курсу:
"Железобетонные конструкции"
специальности 70 02 01
дневной и заочной форм обучения*

Ответственный за выпуск: Шалобыта Н.Н.
Редактор: Строкач Т.В.
Компьютерная вёрстка: Боровикова Е.А.
Корректор: Никитчик Е.В.

Подписано в печать 23.09.2004 г. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага "Чайка". Уч. изд.
л. 4,0. Усл. печ. л. 3,7. Заказ № 930. Тираж 300 экз. Отпечатано на ризографе
Учреждения образования "Брестский государственный технический универси-
тет". 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.