

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 2002

УДК 624.012 (07)

Малиновский В.Н., Шалобьта Н.Н. Расчет и конструирование монолитного железобетонного перекрытия: Методические указания к выполнению I курсового проекта по курсу "Железобетонные конструкции" специальности **70 02 01** дневной и заочной форм обучения. – Брест.: БГТУ, 2002. – с. 54.

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 СНиП 2.03.01-84.

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. 11, список литературы: источников 6.

Рецензент: Директор Республиканского научно-исследовательского и опытно-конструкторского предприятия «Научно-технический центр» г. Брест к.т.н. Найчук А.Я.

Оглавление

ПРЕДИСЛОВИЕ	4
1. СОСТАВ ПРОЕКТА	5
1.1. Расчетная часть проекта.....	5
1.2. Графическая часть проекта.....	6
2. МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РЕБРИСТЫЕ 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 вариантам.....	13
3.3. Определение предварительных размеров поперечных сечений элементов для выбранного оптимального варианта перекрытия.....	17
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛОЧНОЙ ПЛИТЫ	18
4.1. Исходные данные.....	18
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.....	36
5.7. Построение эпюры материалов и определение мест обрыва арматуры второстепенной балки.....	39
5.8. Определение длины анкеровки и нахлеста обрывааемых стержней.....	44
ЛИТЕРАТУРА	48
ПРИЛОЖЕНИЯ	49

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее второе издание методических указаний переработано и дополнено по сравнению с первым изданием, вышедшим в 1995 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 рабочих 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 (594х420 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 отступить 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 по верху 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

$\frac{l_l}{l_{sh}} \geq 3$, а к опертым по контуру плиты с $\frac{l_l}{l_{sh}} < 3$. Допустимо рассчитывать

как балочные плиты с $\frac{l_l}{l_{sh}} \geq 2$.

Балочные плиты ребристых перекрытий работают на изгиб только в одном – коротком направлении. В другом направлении (длинном) их кривизна настолько мала, что незначительными величинами изгибающих моментов, действующими вдоль длинной стороны плиты, пренебрегают. В балоч-

ных плитах с $\frac{l_l}{l_{sh}} \geq 2$ 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 см и т.д. Вертикальные нагрузки воспринимают элементы каркаса.

В этом случае при статическом расчете элементов монолитного ребристого перекрытия принимается условная расчетная схема, 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 реше-

ние. 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 помещения.

Для первоначального составления вариантов ребристого перекрытия пролеты железобетонных балочных плит следует принимать в пределах $1,5 \div 2,7$ м и, редко, больше. Пролеты второстепенных балок принимаются в пределах $5 \div 7$ м и пролеты главных балок – $6 \div 9$ 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 поперечного сечения второстепенной балки $\left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20}\right) \cdot l_{sb}$. Высота

сечения балок включает в себя толщину плиты.

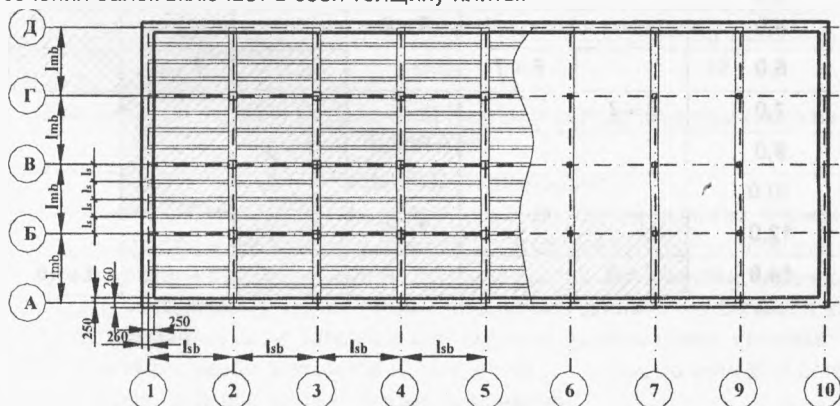


Рис.1. К назначению размеров пролетов и поперечных сечений элементов монолитного перекрытия.

Ширина поперечного сечения балок как главных, так и второстепенных принимается равной $0,3 \dots 0,5$ их высоты. При назначении пролетов ба-

лок 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 60 мм. 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, находящихся в обычных условиях эксплуатации, следует назначать, используя рекомендации табл.3.

Таблица 1

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

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

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

Рекомендуемые толщины защитного слоя бетона

Вид элемента	Высота или толщина сечения, мм	Минимальная толщина защитного слоя, мм
1. Продольная рабочая арматура		
Плиты, стенки, полки ребристых плит	≤ 100	10
Балки, ребра плит	>150	20
Колонны	≥ 250	20
2. Поперечная, распределительная и конструктивная арматура		
Элементы из тяжелого бетона	< 250	10

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 раз-

работки наиболее экономичный вариант, т.е. тот вариант, на выполнение которого потребуется 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 разбивочные 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;

q_s , q_{sb} , q_{mb} – полные расчетные нагрузки соответственно на плиту, второстепенную и главную балки;

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

g_n – нормативное значение постоянной нагрузки на перекрытие без учета нагрузки от его собственного веса, кПа;

p_n – нормативное значение временной (полезной) нагрузки на перекрытие, кПа;

H_{f1} – высота этажа;

n_{f1} – 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 $n_{f1} = 5$, высота этажа $H_{f1} = 4,8$ м. Нормативная временная нагрузка на междуэтажное перекрытие $p_n = 9,5$ кН/м². Постоянную нормативную нагрузку на перекрытие при рассмотрении вариантов компоновки перекрытия исключаем, т.е. принимаем $g_n = 0$, так как ее величина и характер действия во всех вариантах одинаково, $\gamma_f = 1.2$ – коэффициент надежности по нагрузке.

По степени ответственности здание относится к классу I (коэффициент надежности по назначению конструкции – $\gamma_n = 1.0$). Бетон класса B20. Так как нагрузка малой суммарной продолжительности отсутствует (например, ветер), то принимают коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$.

Расчетные характеристики материалов принимаем по табл.2-1 приложения 2. Пролет плиты (шаг второстепенных балок) назначаем в соответствии с правилами п.2.1 и используя данные табл. 1

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

3.2. Определение приведенной толщины перекрытия по вариантам.

Приведенную толщину перекрытия определяем используя рекомендации и формулы 7.1 – 7.8 [4]:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

n_s - количество пролетов монолитной плиты;

n_{sb} - количество пролетов второстепенной балки;

n_{mb} - количество пролетов главной балки.

В формулах 3.1 – 3.5: q_s - полная расчетная нагрузка на плиту:

$$q_s = \gamma_n \cdot (1,1 \cdot (g_n + l_s) + \gamma_f \cdot p_n) \quad (3.6)$$

q_{sb} - полная расчетная нагрузка на второстепенную балку:

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

q_{mb} - полная расчетная нагрузка на главную балку:

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

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

Вариант 1:

$$l_s = 1,6 \text{ м}$$

$$l_{sb} = 7,0 \text{ м}$$

$$l_{mb} = 6,4 \text{ м}$$

$$n_s = 12$$

$$n_{sb} = 7$$

$$n_{mb} = 3$$

$$\gamma_n = 1,0$$

$$H_{fl} = 4,8 \text{ м}$$

$$n_{fl} = 5$$

$$\gamma_f = 1,2$$

$$g_n = 0$$

$$p_n = 9,5 \text{ кПа.}$$

$$q_s = 1,0 \cdot (1,1 \cdot (0 + 1,6) + 1,2 \cdot 9,5) = 13,16 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{sb} = 13,16 \cdot 1,6 + 0,04 \cdot 1,0 \cdot 7^2 = 23,016 \text{ кН/м.}$$

$$q_{mb} = 23,016 \cdot 7 + 0,07 \cdot 1,0 \cdot 1,6 \cdot 6,4^2 = 165,70 \text{ кН.}$$

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{13,16} = 47,60 \text{ мм};$$

$$h_{sb,red} = 0,54 \cdot \frac{7}{1,6} \cdot \sqrt[3]{23,016^2 \cdot 7} \cdot \frac{12-1}{12} = 33,51 \text{ мм};$$

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{7} \cdot \sqrt[3]{165,70^2 \cdot 6,4^2} \cdot \frac{7-1}{7} = 15,92 \text{ мм};$$

$$h_{c,red} = \frac{5 \cdot 4,8 \cdot 165,70}{11,5 \cdot 1,6 \cdot 7} \cdot \frac{(3-1) \cdot (7-1)}{3 \cdot 7} = 17,64 \text{ мм};$$

$$h_{red} = 47,6 + 33,51 + 15,92 + 17,64 = 114,67 \text{ мм}.$$

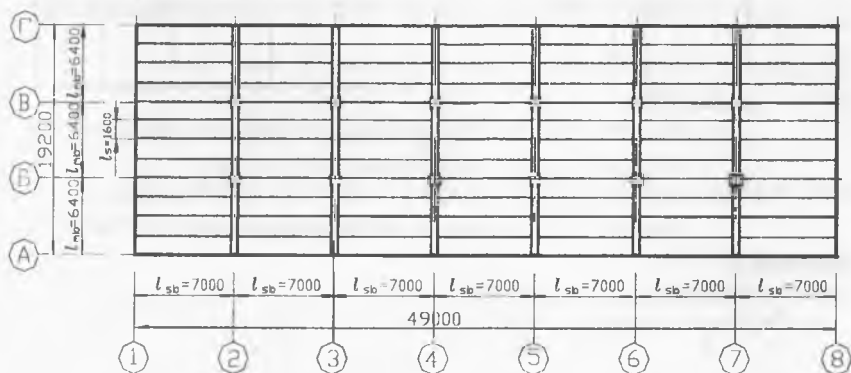


Рис. 2 а. 1-ый вариант компоновки перекрытия

Вариант 2:

$$l_s = 2,33 \text{ м}$$

$$n_s = 21$$

$$\gamma_n = 1,0$$

$$\gamma_f = 1,2$$

$$l_{sb} = 6,4 \text{ м}$$

$$n_{sb} = 3$$

$$H_n = 4,8 \text{ м}$$

$$g_n = 0$$

$$l_{mb} = 7,0 \text{ м}$$

$$n_{mb} = 7$$

$$n_n = 5$$

$$p_n = 9,5 \text{ кПа}.$$

$$q_s = 1,0 \cdot (1,1 \cdot (0 + 2,33) + 1,2 \cdot 9,5) = 13,96 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{sb} = 13,265 \cdot 2,33 + 0,04 \cdot 1,0 \cdot 6,4^2 = 34,17 \text{ кН/м};$$

$$q_{mb} = 32,464 \cdot 6,4 + 0,07 \cdot 1,0 \cdot 2,33 \cdot 7^2 = 226,69 \text{ кН};$$

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot 2,33 \cdot \sqrt{13,96} = 71,39 \text{ мм};$$

$$h_{sb,red} = 0,54 \cdot \frac{6,4}{2,33} \cdot \sqrt[3]{34,17^2 \cdot 6,4} \cdot \frac{21-1}{21} = 27,62 \text{ мм};$$

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{6,4} \cdot \sqrt[3]{226,69^2 \cdot 7^2} \cdot \frac{3-1}{3} = 17,71 \text{ мм};$$

$$h_{c,red} = \frac{5 \cdot 4,8 \cdot 226,69}{11,5 \cdot 2,33 \cdot 6,4} \cdot \frac{(7-1) \cdot (3-1)}{7 \cdot 3} = 18,13 \text{ мм};$$

$$h_{red} = 71,39 + 27,62 + 17,71 + 18,13 = 134,86 \text{ мм}.$$

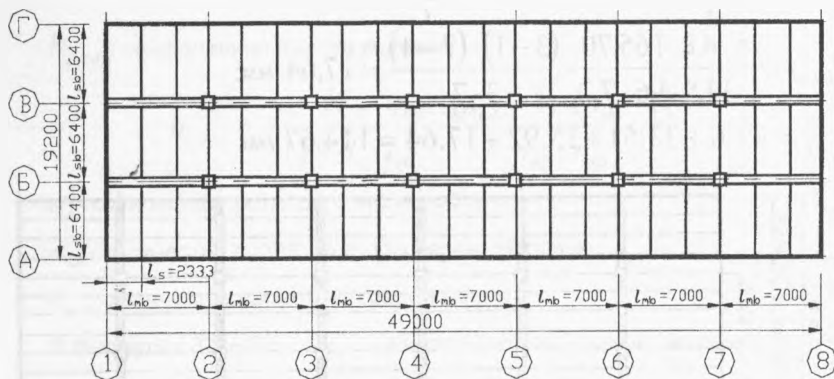


Рис. 2 б. 2-ой вариант компоновки перекрытия.

Вариант 3:

$$l_s = 2,133 \text{ м}$$

$$n_s = 9$$

$$\gamma_n = 1,0$$

$$\gamma_f = 1,2$$

$$l_{sb} = 7,0 \text{ м}$$

$$n_{sb} = 7$$

$$H_n = 4,8 \text{ м}$$

$$g_n = 0$$

$$l_{mb} = 6,4 \text{ м}$$

$$n_{mb} = 3$$

$$n_{\eta} = 5$$

$$p_n = 9,5 \text{ кПа}.$$

$$q_s = 1,0 \cdot (1,1 \cdot (0 + 2,133) + 1,2 \cdot 9,5) = 13,74 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{sb} = 13,056 \cdot 2,133 + 0,04 \cdot 1,0 \cdot 7^2 = 31,23 \text{ кН/м};$$

$$q_{mb} = 31,23 \cdot 7 + 0,07 \cdot 1,0 \cdot 2,133 \cdot 6,4^2 = 224,74 \text{ кН};$$

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot 2,133 \cdot \sqrt{13,74} = 64,75 \text{ мм};$$

$$h_{sb,red} = 0,54 \cdot \frac{7}{2,133} \cdot \sqrt[3]{31,23^2 \cdot 7} \cdot \frac{9-1}{9} = 29,93 \text{ мм};$$

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{7} \cdot \sqrt[3]{224,74^2 \cdot 6,4^2} \cdot \frac{7-1}{7} = 19,51 \text{ мм};$$

$$h_{c,red} = \frac{5 \cdot 4,8 \cdot 224,74}{11,5 \cdot 2,133 \cdot 7} \cdot \frac{(7-1) \cdot (3-1)}{7 \cdot 3} = 17,98 \text{ мм},$$

$$h_{red} = 64,75 + 29,93 + 19,51 + 17,98 = 132,15 \text{ мм}.$$

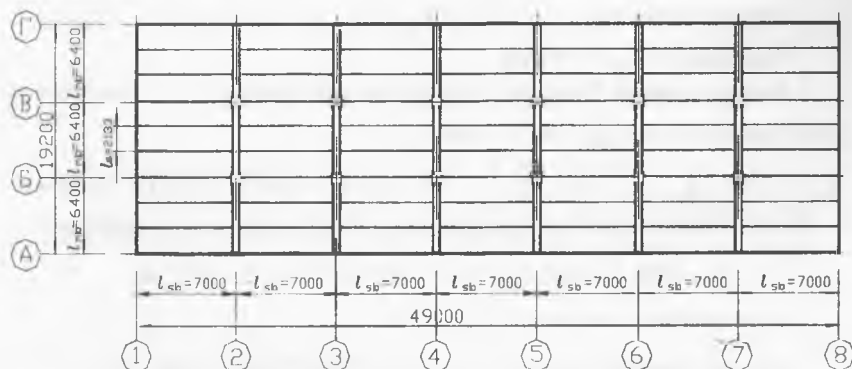


Рис. 2 в. 3-ий вариант компоновки перекрытия.

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:

- для промышленных зданий h_s должно быть не менее 60 мм;
- из условий прочности по приближенной формуле 7.9 [4], при полной расчетной нагрузке $q_s = 13,16 \text{ кН/м}^2$:

$$h_s = 26 \cdot l_s \cdot \sqrt{q_s / R_b \cdot \gamma_{b2}} = 26 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{13,16 / 11,5 \cdot 0,9} = 46,91 \text{ мм}$$

- по конструктивным требованиям из условий жесткости по таблице 2

$$h_s = (1/35 \div 1/45) l_s = (45,71 \div 35,56) \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $h_s = 60 \text{ мм}$.

Высота второстепенной балки h_{sb} по приближенной формуле 7.10 [4] при полной расчетной нагрузке $q_{sb} = 23,016 \text{ кН/м}$:

$$h_{sb} = 80 \cdot \sqrt[3]{q_{sb} \cdot l_{sb}^2 / (R_b \cdot \gamma_{b2})} = 80 \cdot \sqrt[3]{23,016 \cdot 7^2 / (11,5 \cdot 0,9)} = 382,11 \text{ мм}$$

- 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 $h_{sb} = 400 \text{ мм}$.

$$\text{Ширина балки } b_{sb} = (0.3 \div 0.5) h_{sb} = (0.3 \div 0.5) \cdot 400 = (120 \div 200) \text{ мм.}$$

Принимаем $b_{sb} = 200 \text{ мм}$.

Высота главной балки по приближенной формуле 7.11 [4] при полной расчетной нагрузке $q_{mb} = 165,70 \text{ кН/м}$:

$$h_{mb} = 125 \cdot \sqrt[3]{q_{mb} \cdot l_{mb} / (R_b \cdot \gamma_{b2})} = 125 \cdot \sqrt[3]{165,7 \cdot 6,4 / (11,5 \cdot 0,9)} = 584,9 \text{ мм.}$$

- по конструктивным требованиям из условий жесткости по таблице 2

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

Окончательно принимаем $h_{sb} = 600 \text{ мм}$.

Ширина главной балки $b_{mb} = (0.3 \div 0.5) h_{mb} = (0.3 \div 0.5) \cdot 600 = (180 \div 300) \text{ мм}$.

Принимаем $b_{mb} = 300 \text{ мм}$.

Сторона квадратного сечения колонны

$$h_c = b_c = 190 \cdot \sqrt{\frac{n_{fl} \cdot q_{mb} \cdot l_{mb}}{l_s \cdot [30 \cdot (R_b \cdot \gamma_{b2} + 4) - \gamma_n \cdot n_{fl} \cdot H_{fl}]}} =$$

$$= 190 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 165,7 \cdot 6,4}{1,6 \cdot [30(11,5 \cdot 0,9 + 4) - 1,0 \cdot 5 \cdot 4,8]}} = 530,76 \text{ мм}$$

Принимаем с учетом градации размеров сечения колонны $h_c = b_c = 550 \text{ мм}$.

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 В20 и временной (полезной) нагрузке $p_n = 9,5 \text{ кПа}$. Для армирования плиты применяем

сварные рулонные сетки из арматурной обыкновенной проволоки класса *Bp-I* или горячекатаной стали класса *A-III*. Конструкция пола, соответствующая назначению здания, принимается самостоятельно. План балочного перекрытия приведен на рис. 3.

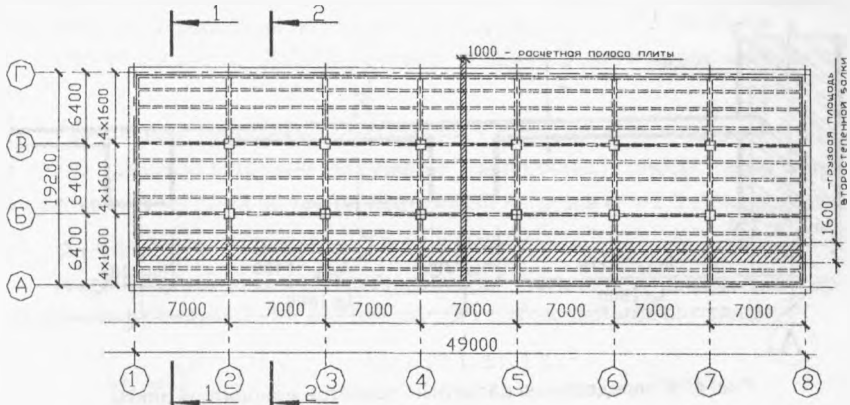


Рис. 3 План балочного перекрытия

4.2 Определение расчетных пролетов.

Статический расчет плиты выполняем, рассматривая ее как многопролетную неразрезную балку шириной $b=100$ мм.

Привязку кирпичных стен принимаем $a=250$ мм.

Крайний расчетный пролет (см. рис. 4):

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

Средний расчетный пролет:

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

Размер поля плиты в длинном направлении:

- между осями 1 - 2 и 7 - 8 рис 3.

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

между осями 2 - 7 рис 3.

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

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

как балочная.

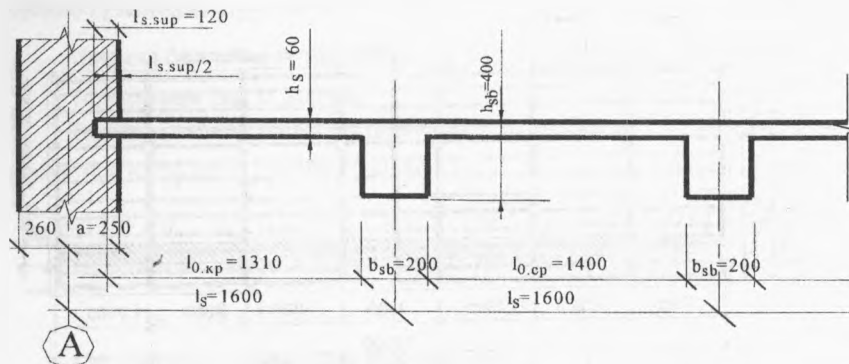


Рис. 4 К определению расчетных пролетов монолитной плиты.

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.

Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия.

Таблица 4.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	γ_f	Расчетные нагрузки, кПа
1. Постоянные - q			
- Плиточный пол $\delta = 10 \text{ мм}$, $\rho = 20 \text{ кН/м}^3$	0,20	1,1	0,22
- Цементно-песчаная стяжка $\delta = 15 \text{ мм}$, $\rho = 22 \text{ кН/м}^3$	0,33	1,3	0,43
- Собственный вес плиты $h_s = 60 \text{ мм}$, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$	1,5	1,1	1,65
Итого q	2,03		2,3
Временная - p	9,5	1,2	11,4
- по заданию			

4.4 Определение внутренних усилий в плите.

Плита рассматривается как неразрезная многопролетная балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой $(q+p)$. Моменты в таких конструкциях определяют с учетом перераспределения усилий в следствии 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 м² плиты, равна по величине нагрузке на 1 м погонный полосы, таким образом расчетная нагрузка на плиту: постоянная нагрузка $q = 2,3$ кН/м, временная – $p_n = 11,4$ кН/м, суммарная $g = 13,7$ 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:

$$M_1 = \frac{(g + p) \cdot l_{0,кр}^2}{11} = \frac{(2,3 + 11,4) \cdot 1,31^2}{11} = 2,13 \text{ кН*м.}$$

В случае раздельного армирования на первой промежуточной опоре момент равен:

$$M_3 = \frac{(g + p) \cdot l_{0,кр}^2}{14} = \frac{(2,3 + 11,4) \cdot 1,31^2}{14} = 1,68 \text{ кН*м.}$$

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

$$M_2 = \frac{(g + p) \cdot l_{0,ср}^2}{16} = \frac{(2,3 + 11,4) \cdot 1,4^2}{16} = 1,68 \text{ кН*м.}$$

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

$$M_4 = 0,8 \cdot M_2 = 0,8 \cdot 1,68 = 1,34 \text{ кН*м.}$$

Поперечные силы (см. рис.5):

$$Q_B^n = Q_{\max} = 0,6 \cdot (g + p) \cdot l_{0,кр} = 0,6 \cdot (2,3 + 11,4) \cdot 1,31 = 10,8 \text{ кН;}$$

$$Q_A = 0,4 \cdot (g + p) \cdot l_{0,кр} = 0,4 \cdot (2,3 + 11,4) \cdot 1,31 = 7,18 \text{ кН;}$$

$$Q_B^{np} = Q_C^n + Q_C^{np} + \dots = 0,5 \cdot (q + p) \cdot l_{0,ср} = 0,5 \cdot (2,3 + 11,4) \cdot 1,4 = 9,59 \text{ кН;}$$

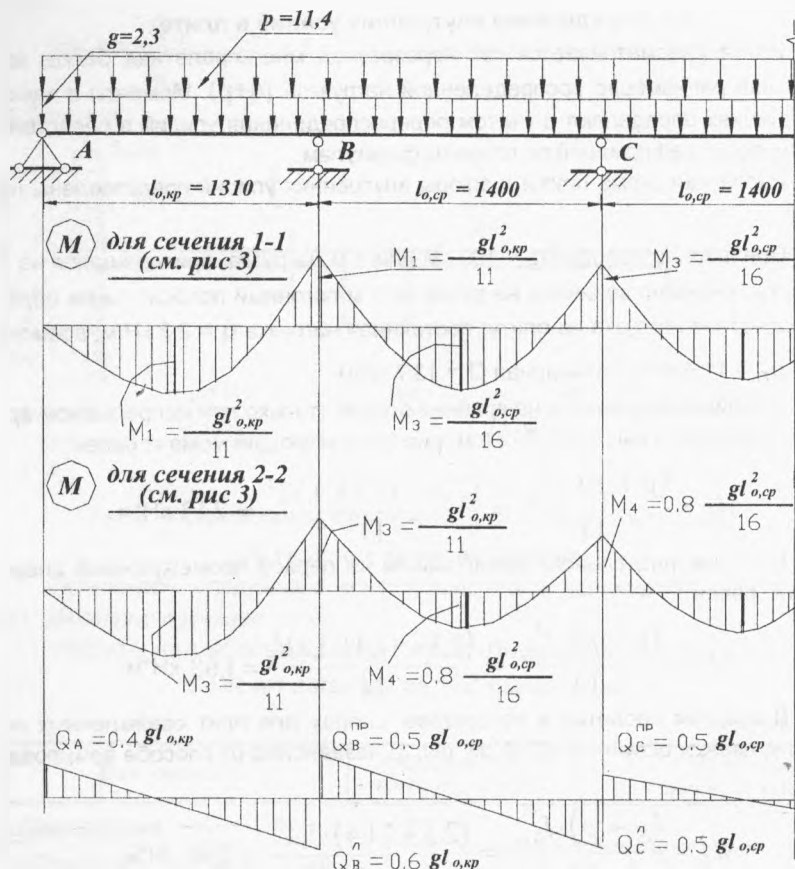


Рис. 5 Расчетная схема монолитной плиты с эпюрами усилий.

4 5. Расчет прочности нормальных и наклонных сечений.

Для бетона класса В20 принимаем по табл.1-2(приложения 2) расчетные характеристики бетона:

$$R_b = 11,5 \text{ МПа}; R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}; E_b = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа}; \gamma_{b2} = 0,9.$$

Расчетные характеристики для арматуры класса Вр-1 (см. табл.2-2 приложения 2):

$$\phi 3 - R_s = 375 \text{ МПа}; \phi 4 - R_s = 365 \text{ МПа}; \phi 5 - R_s = 360 \text{ МПа}; \text{класса А-III} - R_s = 355 \text{ МПа}$$

Размеры сечения, принятые для расчета:

$$b = 1000 \text{ мм}; h_s = 60 \text{ мм}; a = 15 \text{ мм.}$$

Рабочая высота сечения плиты:

$$h_0 = h_s - a = 60 - 15 = 45 \text{ мм.}$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны α_R принимаем по табл. 3-2 (приложения 3).

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.



Требуемая площадь сечения арматуры на 1м погонный плиты.

Таблица 5.

Сечение	M, кН*м	h ₀ мм	α_m	η	Площадь сечения, см ²			
					Вр-I			A-III
					∅ 3	∅ 4	∅ 5	∅ 6-8
1. Крайний пролет и опора при непрерывном армировании.	2.13	45	0,102	0,946	1,333	1,370	1,389	1,412
2. Крайний пролет и опора при раздельном армировании	1.68	45	0,0802	0,958	1,039	1,067	1,082	1,098
3. Средний пролет и опора без окаймления.	1.68	45	0,0802	0,958	1,039	1,067	1,082	1,098
4. Средний пролет и опора с учетом окаймления.	1.34	45	0,064	0,967	0,821	0,833	0,855	0,867

Для плиты перекрытия условие $Q \leq Q_B^a = \varphi_{b3_n} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ всегда выполняется, поэтому расчет поперечной арматуры не производится и согласно конструктивным требованиям постановка поперечной арматуры не требуется.

4.6. Конструирование плиты.

По расчетной площади арматуры A_S 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 $1,5 h_S$.

**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
	400	400	400	400	400	400
5	3	3	3	3	3	3
	350	350	350	350	400	400
6	4	4	3	3	3	3
	350	350	350	350	400	400

8	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{400}$
10	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$
12	$\frac{6}{250}$	$\frac{6}{300}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$
14	$\frac{8}{300}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{6}{300}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$
16	$\frac{8}{250}$	$\frac{8}{300}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{8}{350}$

Расстояния между рабочими стержнями, доводимыми до опоры плиты, не должны превышать 400мм, причем площадь сечения этих стержней на 1м ширины плиты должна составлять не менее 1/3 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.

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 [4]).

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 Вр-I изготавливают $\varnothing 3...5$ мм, а из арматуры А III – $\varnothing 6$ 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 $A_S > 1.96 \text{ см}^2$, 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.

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_s 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 в основной сетке. 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.

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

Над главными балками устанавливаются конструктивно верхние сетки, площадь сечений поперечных рабочих стержней которых должна составлять не менее 1/3 площади пролетной арматуры плиты

($A_s = 1.37 \cdot \frac{1}{3} = 0,46 \text{ см}^2$). Длину рабочих стержней (ширину сетки) назначают из условия, что расстояние от грани балки в каждую сторону было не менее 1/4 пролета плиты ($B_{mp} = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot l_{0cp} + b_{mb} = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,4 + 0,3 = 1,0 \text{ м}$).

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 [4].

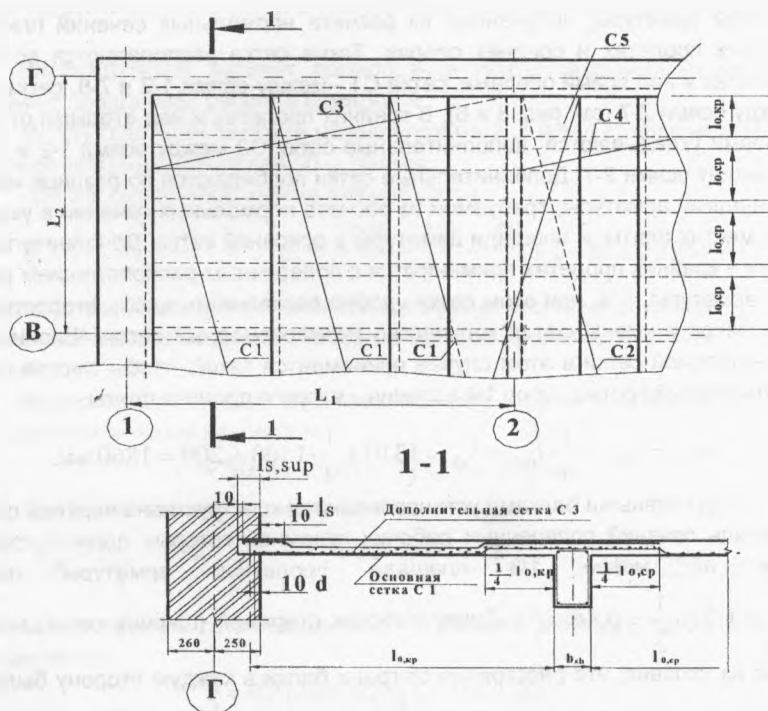


Рис. 6. Непрерывное армирование монолитных неразрезных плит сварными рулонными сетками.

Таблица 8

Армирование плиты рулонными сетками

Сечение	Требуемое A_s , $см^2$ по расчету	Принятое армирование					Марка сетки
		рабочей		A_s , $см^2$ принятая	распределительной		
		\emptyset	шаг		\emptyset	шаг	
1. Средняя плита и опора без учета окаймления	1,067	4	100	1,26	3	350	$C1 \frac{4Bp-1-100}{3Bp-1-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{25}$
2. Средние плиты и опоры с учетом окаймления	0,833	4	150	0,84	3	350	$C2 \frac{4Bp-1-150}{3Bp-1-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{50}$
3. Крайняя плита и опора без учета окаймления	1,37	4	100	1,26	3	350	$C1 \frac{4Bp-1-100}{3Bp-1-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{25}$
– основная сетка							
– дополнительная сетка:	0,11	3	200	0,35	3	350	$C3 \frac{3Bp-1-350}{3Bp-1-200} 2350 \times 6900 \frac{50}{125}$
1,37 - 1,26 = 0,11							
3. Крайняя плита и опора с учетом окаймления	1,37	4	150	0,84	3	350	$C2 \frac{4Bp-1-150}{3Bp-1-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{50}$
– основная сетка							
– дополнительная сетка:	0,53	3	125	0,57	3	350	$C4 \frac{3Bp-1-350}{3Bp-1-125} 2350 \times 35000 \frac{67}{125}$
1,37 - 0,84 = 0,53							
5. Над главными балками: 1/3 * 1,37 = 0,46	0,46	3	150	0,47	3	350	$C5 \frac{3Bp-1-350}{3Bp-1-150} 1140 \times 5800 \frac{50}{45}$

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.

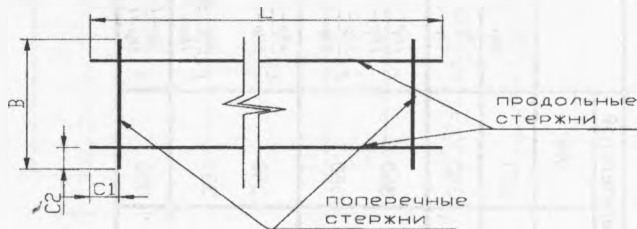


Рис. 7. К конструированию сеток.

Фрагмент плана раскладки сеток плиты перекрытия приведен на рис. 6.

Определение массы сеток сведено в таблицу 7.

Определение массы сеток.

Таблица 9.

Марка сетки	Количество		Масса		Масса сетки
	продольной арматуры	поперечной арматуры	продольной арматуры	поперечной арматуры	
$C1 \frac{4Bp-1-100}{3Bp-1-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{25}$	24	55	42,4	6,6	49,0
$C2 \frac{4Bp-1-150}{3Bp-1-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{50}$	16	55	28,3	6,6	34,9
$C3 \frac{3Bp-1-350}{3Bp-1-200} 2350 \times 6900 \frac{50}{125}$	7	35	2,4	4,2	6,6
$C4 \frac{3Bp-1-350}{3Bp-1-150} 2350 \times 35000 \frac{25}{125}$	7	234	12,5	28,0	40,5
$C5 \frac{3Bp-1-350}{3Bp-1-150} 1140 \times 5800 \frac{50}{45}$	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, $h_{sb} = 400$ мм, шаг второстепенных балок $S_{sb} = l_s = 1.6$ м. Размеры сечения главной балки: $b_{mb} = 300$ мм, $h_{mb} = 600$ мм.

Для бетона класса В20 имеем (см. табл. 2-1 прил.2):

$$R_b = 11,5 \text{ МПа}; R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}; E_b = 23 \cdot 10^{-3} \text{ МПа}; \gamma_{b2} = 0,9.$$

Продольная арматура класса А-II: $R_s = 280$ МПа, поперечное армирование – вязанными хомутами из арматуры класса Вр – I: $R_{sw} = 290$ Мпа при $\varnothing 5$ мм (см. табл. 2-2 прил. 2).

5.2. Определение расчетных пролетов.

Расчетный пролет для крайних пролетов:

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

Расчетный пролет для средних пролетов:

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

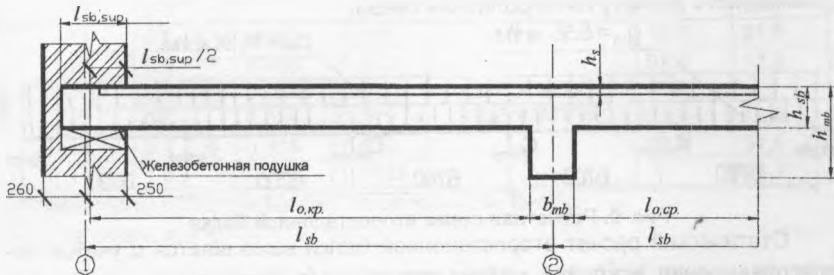


Рис. 8. К определению расчетных пролетов второстепенной балки.

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 сжатой зоне b'_f равной расстоянию между осями (шагу) второстепенных балок, т.е. $b'_f = l_s = 1600$ мм.

Определение погонной нагрузки в кН/м на второстепенную балку сведен 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: $q_n \cdot l_s = 2.03 \cdot 1.6$ – расчетная: $q \cdot l_s = 2.3 \cdot 1.6$	3.25		3.68
– от собственного веса второстепенной балки $(l_{sb} - h_s) \cdot b_{sb} \cdot 25 = (0,4 - 0,06) \cdot 0,2 \cdot 25$	1,7	1,1	1,87
Итого: g_{sb}	4.95		5.55
2. Временная нагрузка – p_{sb}			
– по заданию $p_{sb} = p \cdot l_s = 9.5 \cdot 1.6$	15,2	1,2	18.24

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-ти, принимается к расчету пятипролетная схема.

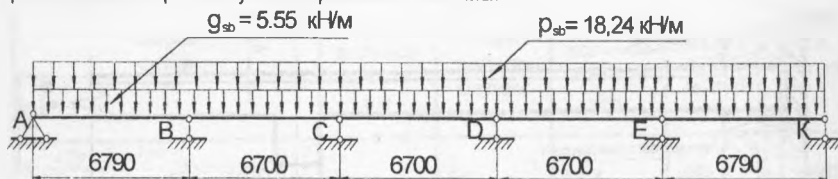


Рис. 9. Расчетная схема второстепенной балки.

Статический расчет второстепенной балки выполняется с учетом перераспределения усилий в стадии предельного равновесия конструкции. Ординаты огибающей эпюры изгибающих моментов определяется с помощью рис. 5-1 и таблицы 5-1 приложения 5. Величины коэффициентов β для эпюр положительных моментов в крайних и средних пролетах приведены на рисунке, а для эпюры отрицательных моментов приведены в таблице приложения в зависимости от величины отношения:

$$\frac{p_{sb}}{g_{sb}} = \frac{18.24}{5.55} = 3.3 \approx 3,5;$$

где p_{sb} и g_{sb} – временная и постоянная расчётные нагрузки на балку.

Величина ординат огибающей эпюры моментов определяется по формуле

$$M = \beta \cdot (g_{sb} + p_{sb}) \cdot l_{sb}^2, \text{ пасч.}$$

Результаты расчета сведены в табл. 11.

Определение расчетных значений изгибающих моментов.

Таблица 11

№ пролета	№ точек	В долях пролета	β		$(g_{sb} + p_{sb}) \cdot l^2$	Изгибающий момент– М, кН·м	
			+ β	- β		+М	-М
I	1	0.2	0.065		$(5.55 + 18.24) \cdot 6.79^2 = 1096.8$	71.3	
	2	0.4	0.09			98.7	
	max	0.425	0.091			99.81	
	3	0.6	0.075			82.3	
	4	0.8	0.02			21.9	
	5	1.0		0.0715		78.4	
II	6	0.2	0.018	0.036	$(5.55 + 18.24) \cdot 6.7^2 = 1067.9$	19.2	38.4
	7	0.4	0.058	0.0188		61.9	19.2
	max	0.5	0.0625	-		66.7	-
	8	0.6	0.058	0.016		61.9	17.1
	9	0.8	0.018	0.030		19.2	32.0
	10	1.0		0.0625		66.7	
III	11	0.2	0.018	0.029	$(5.55 + 18.24) \cdot 6.7^2 = 1067.9$	19.2	31.0
	12	0.4	0.058	0.012		61.9	12.8
	max	0.5	0.0625	0.01		66.7	-
	13	0.6	0.058	0.012		61.9	12.8
	14	0.8	0.018	0.029		19.2	31.0
	15	1.0		0.0625		66.7	

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

- на опоре А и К:

$$Q_A^{np} = Q_K^a = 0.4(q_{sb} + p_{sb}) \cdot l_{o,kp} = 0.4(5.55 + 18.24) \cdot 6.79 = 64.6 \text{ кН}$$

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

$$Q_B^a = Q_E^{np} = 0.6(q_{sb} + p_{sb}) \cdot l_{o,kp} = 0.6 \cdot (5.55 + 18.24) \cdot 6.79 = 96.92 \text{ кН}$$

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

$$Q_B^{np} = Q_C^i = Q_C^{np} = \dots = 0.5(q_{sb} + p_{sb}) \cdot l_{o,sp} = 0.5 \cdot (5.55 + 18.24) \cdot 6.7 = 79.7 \text{ кН}$$

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

$$b_f' = 1600 \text{ мм}; b_{sb} = 200 \text{ мм}; h_{sb} = 400 \text{ мм}, h_s = h_f = 60 \text{ мм};$$

Задаемся величиной $a = 30 \text{ мм}$ в пролете и $a = 50 \text{ мм}$ на опоре, тогда:

$$h_{01} = h_{sb} - a = 400 - 30 = 370 \text{ мм} \text{ и } h_{02} = h_{sb} - a = 400 - 50 = 350 \text{ мм}.$$

Определяем положение нейтральной оси при расчете тавровых сечений. Нейтральная ось находится в полке если

$$M = 99,81 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_f = \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b_f \cdot h_f' \cdot \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right) = \\ = 0,9 \cdot 11,5 \cdot 1,6 \cdot 0,06 \cdot \left(0,37 - \frac{0,06}{2} \right) \cdot 10^3 = 367,63 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где: M – максимальный изгибающий момент в пролетах балки (принимается по 1- му пролету).

Следовательно, нейтральная ось проходит в полке. Сечение в пролете второстепенной балки рассматривается как прямоугольное с $b = b_f' = 1,60 \text{ м}$.

Проверяем прочность бетона стенки по сжатой полосе между наклонными трещинами у первой промежуточной опоры слева, где действует наибольшая поперечная сила $Q_b^a = 95,64 \text{ кН}$, по условию:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_{sb} \cdot h_0;$$

где: $\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w \leq 1,3$ – коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры; поскольку поперечное армирование не определено

принимаем $\varphi_{w1} = 1$;

φ_{b1} – коэффициент, учитывающий работу сжатого бетона;

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}$$

Для тяжелого бетона $\beta = 0,01$, тогда $\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,897$

$$95,6 \text{ кН} \leq 0,3 \cdot 1 \cdot 0,897 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 0,2 \cdot 0,35 \cdot 1000 = 194,96 \text{ кН.}$$

прочность обеспечивается, принятые размеры бетонного сечения достаточны.

Расчет продольной арматуры второстепенной балки производим используя алгоритм № 1:

В пролете 1. (нижняя арматура) $M = 99,81 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $h_{01} = 0,37 \text{ м}$;

$$b = b_f = 1,6 \text{ м.}$$

$$\alpha_m = \frac{99,81}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 1,6 \cdot 0,37^2 \cdot 1000} = 0,044; \eta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,044}) = 0,977;$$

$$A_s^{mp} = \frac{99,81 \cdot 10}{280 \cdot 0,37 \cdot 0,977} = 9,86 \text{ см}^2.$$

В пролете 2. (нижняя арматура) $M = 66,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $h_{01} = 0,37 \text{ м}$;

$$b = b_f = 1,6 \text{ м.}$$

$$\alpha_m = \frac{66,7}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 1,6 \cdot 0,37^2 \cdot 1000} = 0,0294; \eta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0294}) = 0,985;$$

$$A_s^{mp} = \frac{66,7 \cdot 10}{280 \cdot 0,37 \cdot 0,985} = 6,54 \text{ см}^2.$$

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) $M = 78,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $h_{02} = 0,35 \text{ м}$; $b' = 0,2 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{78,4}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 0,2 \cdot 0,35^2 \cdot 1000} = 0,309; \eta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,309}) = 0,809$$

$$A_s^{mp} = \frac{78,4 \cdot 10}{280 \cdot 0,35 \cdot 0,809} = 9,88 \text{ см}^2$$

В пролете 2 (верхняя). $M = 18,2 \text{ кН}$; $h_{02} = 0,35 \text{ м}$; $b = 0,2 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{18,2}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 0,2 \cdot 0,35^2 \cdot 1000} = 0,076;$$

$$\eta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,076}) = 0,96;$$

$$A_x^{mp} = \frac{18,2 \cdot 10}{280 \cdot 0,35 \cdot 0,963} = 1,92 \text{ см}^2,$$

На опоре С. (верхняя) $M = 66,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $h_{02} = 0,35 \text{ м}$; $b = 0,2 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{66,7}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 0,2 \cdot 0,35^2 \cdot 1000} = 0,263; \eta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,263}) = 0,844$$

$$A_x^{mp} = \frac{66,7 \cdot 10}{280 \cdot 0,35 \cdot 0,844} = 8,06 \text{ см}^2.$$

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

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.

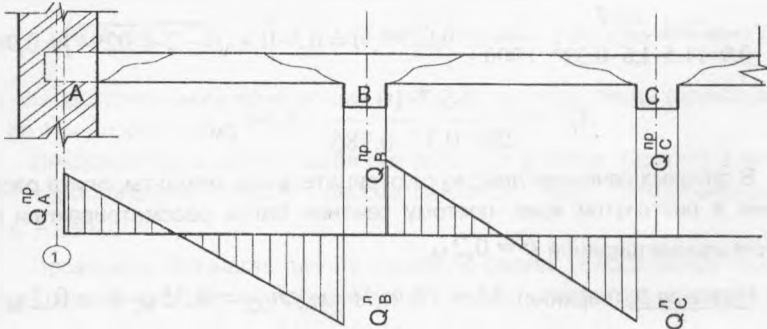


Рис. 10. Расположение расчетных сечений для второстепенной балки.

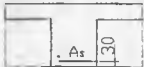





Первая промежуточная опора слева $Q_b^н = Q_{\max} = 96,2 \text{ кН}$.

Необходимые для расчета коэффициенты:

– для тяжелого бетона $\varphi_{b2} = 2$, $\varphi_{b3} = 0,6$, $\varphi_{b4} = 1,5$ согласно п.п. 3.31+3.32 [1]

Таблица 12.

Определение площади сечения рабочей арматуры второстепенной балки

Положение сечения	Расположение арматуры	M, кН м	Расчетное сечение	α_m	η	$A_s^{np, 1}$, см ²	$A_s^{np, 2}$, см ²	Принятое армирование
1 пролет	Нижняя	99,81		0,044	0,977	9,86	10,3	2Ø20 2Ø16
1 пролет	Верхняя	-		Монтажная конструктивная арматура			2,26	2Ø12
Опора В	Верхняя	-78,4		0,309	0,809	9,88	10,3	2Ø20 2Ø16
2 пролет	Нижняя	66,7		0,0294	0,985	6,54	7,101	2Ø18 1Ø16
2 пролет	Верхняя	-18,2		0,072	0,963	1,92	2,26	2Ø12
Опора С	Верхняя	-66,7		0,263	0,844	8,06	8,3	2Ø20 1Ø16

Коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок таврового сечения

$$\varphi_f = 0,75 \times \frac{(b'_f - b) \times h'_f}{b \times h_0} = 0, \text{ так как полка второстепенной балки рассматриваемого сечения находится в растянутой зоне.}$$

Коэффициент, учитывающий влияние продольных сил:

$$\varphi_n = 0,1 \times \frac{N}{R_{bt} \times b \times h_0} = 0, \text{ так как продольная сила отсутствует.}$$

Выясняем необходимость постановки поперечного армирования по расчету:

$$Q_b^r \leq Q_{b,\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_b) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

$$\therefore Q_{b,\min} = \varphi_{b3} \times (1 + \varphi_n) \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b \times h_0 =$$

$$0,6 \times (1 + 0) \times 0,9 \times 0,9 \times 20 \times 35 \times 100 = 34020 \text{ Н}$$

Поскольку $Q_{b,\min} = 34,020 \text{ кН} < Q_b^r = 96,2 \text{ кН}$, то необходима постановка хомутов по расчету.

Диаметр хомутов в вязанных каркасах определяется расчетом и должен быть не менее 5 мм при $h_{sb} \leq 800 \text{ мм}$ и 8 мм при $h_{sb} > 800 \text{ мм}$

Максимально допустимый шаг хомутов:

$$S_{\max} = \varphi_{b4} \times (1 + \varphi_n) \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b \times h_0^2 / Q =$$

$$= 1,5 \times (1 + 0) \times 0,9 \times 0,9 \times 20 \times 35^2 \times 100 / 96200 = 30,9 \text{ см,}$$

При минимально допускаемом, по конструктивным требованиям диаметре двухсрезных хомутов 5 мм ($A_{sw} = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2$) и их шаге $S_1 = 150 \text{ мм}$ (что не превышает 150 мм и менее $h_{sb} / 2 = 400 / 2 = 200 \text{ мм}$), погонное усилие (усилие на единицу длины) в хомутах:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \times A_{sw}}{S} = \frac{290 \times 0,392 \times 100}{15} = 757,87 \text{ Н/см} >$$

$$> \frac{\varphi_{b3} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b}{2} = \frac{0,6 \times (1 + 0) \times 0,9 \times 0,9 \times 20 \times 100}{2} = 486 \text{ Н/см.}$$

Длина проекции опасной наклонной трещины:

$$c_0 = \sqrt{\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b \times h_0^2 / q_{sw}} =$$

$$= \sqrt{2 \times (1 + 0 + 0) \times 0,9 \times 0,9 \times 20 \times 35^2 \times 100 / 757,87} = 72,4 \text{ см.}$$

Поскольку $c_0 = 72,4 \text{ см} > 2h_0 = 70 \text{ см}$ * несущая способность наклонного сечения проверяется по условию:

$$Q_{\max} = Q_b^* = 96200H \leq 2 \times q_{sw} \times h_0 + \varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b \times h_0^2 / c_0 = \\ = 2 \cdot 757,87 \cdot 35 + +2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 35^2 \cdot 100 / 72,4 = 107872 \text{ Н.}$$

Условие выполняется, несущая способность наклонного сечения обеспечивается.

Проверку прочности наклонной полосы между наклонными трещинами на действие поперечной силы не производим, так как данная прочность выполнялась при предположении отсутствия поперечной арматуры (см.п. 5.5).

В средних частях пролетов шаг поперечных стержней должен назначаться при высоте сечения $h > 30 \text{ см}$ не более $3/4h$ и не более 50 см . [1, п. 5.27]. Принимаем $S = 30 \text{ см}$, что не превышает $3/4h = 3/4 \cdot 40 = 30 \text{ см}$.

В остальных опасных сечениях расчеты производятся аналогично. В данном примере у крайней опоры ($Q_A^{np} = 64,6 \text{ кН}$) и у первой промежуточной опоры справа ($Q_B^{np} = 79,7 \text{ кН}$), где поперечные силы меньше, чем на опоре В слева ($Q_B^* = 96,92 \text{ кН}$), принятое поперечное армирование так же 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 - 28 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 по табл. 4-3 приложения 4;

* При $c_0 < 2h_0$ несущую способность проверяют по условию

$$Q_{\max} \leq 2 \times \sqrt{\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b \times h_0^2} \times q_{sw}$$

- а) расстояние в свету между рядами при двухрядном расположении должно быть не менее диаметра и не менее 25 мм;
- б) стержни с отгибами рекомендуется располагать на расстоянии не менее $2d$ от боковых граней элемента, где d - диаметр отгибаемых стержней;
- в) толщина защитного слоя у нижней и верхней граней при диаметре продольной арматуры до 20 мм принимается не менее 20 мм, а при диаметре более 20 мм – не менее d . Толщина защитного слоя у боковых граней должна быть во всех случаях не менее 25 мм для продольной арматуры и не менее 15 мм – для хомутов.

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_u , 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:

$$M_u = R_s \cdot A_s^{np} \cdot \eta \cdot h_0 \quad (*)$$

где: h_0 – уточненное значение рабочей высоты сечения;

η – табличный коэффициент, определяемый:

$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s^{np}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}; \eta = 1 - 0.5\xi$$

При построении эпюры материалов считают, что обрываемый стержень необходимо завести за точку теоретического обрыва, где он уже не нужен по расчету, на расстояние не менее $20d$ и не менее

$W_0 = \frac{Q}{2 \cdot q_{sv}} + 5 \cdot a'$, где Q – поперечная сила в месте теоретического обрыва стержней.

Для построения эпюры материалов по фактической площади арматуры A_s^{np} в середине пролета и на опоре (см. табл.12) по формуле (*) определяют момент M_u , воспринимаемый арматурой A_s^{np} . Затем в масштабе,

принято для построения эпюры изгибающих моментов (см. рис. 11), проводят горизонтальную линию, соответствующую M_U . Эта горизонтальная линия должна быть расположена несколько дальше эпюры изгибающих моментов по отношению к нулевой линии, что показывает, на сколько фактическая арматура $A_s^{пр}$ близка к расчетной $A_s^{тр}$. Если горизонтальная линия пересекает эпюру изгибающих моментов, то это говорит о том, что арматуры $A_s^{пр}$ поставлено недостаточно, или сделана в вычислениях ошибка.

Затем подсчитывают момент M_U 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_U , 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_U 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 $0.5h_0$. 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 W_0 , и окончательно устанавливают место фактического обрыва стержня. Расчеты необходимые для построения эпюры материалов можно выполнять в табличной форме (табл 13).

При определении величин W_0 значения поперечной силы устанавливается по эпюре Q после определения точки теоретического обрыва продольной арматуры.

Вычисление ординат эпюры материалов для продольной арматуры.

ϕ и количество стержней	Уточненная высота сечения $h_0 = h - a$, см	Фактическая площадь сечения стержней $A_s, \text{см}^2$	Расчетное сопротивление арматуры $R_s, \text{МПа}$	Относительная высота сжатой зоны $\xi = \frac{R_s \cdot A_s}{\gamma_{s2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}$	Коэффициент $\eta = 1 - 0,5\xi$	$M_u = R_s \cdot A_s \cdot \eta \cdot h_0$, кН*м
<i>1-й пролет (нижняя арматура $b=b_f=160$ см, $a=3$ см)</i>						
2 $\emptyset 20+2 \emptyset 16$	37	10,3	280	0,0470	0,976	104,2
2 $\emptyset 20$	37	6,28	280	0,0287	0,987	64,13
<i>1-й пролет (верхняя арматура $b=b_{sb}=20$ см, $a=3$ см)</i>						
2 $\emptyset 12$	37	2,26	280	0,0826	0,959	22,45
<i>Опорная арматура. Опора А, ($b=b_{sb}=20$ см, $a=3$ см)</i>						
2 $\emptyset 12+2 \emptyset 16$	37	5,151	280	0,188	0,906	48,44
<i>Опорная арматура. Опора В, ($b=b_{sb}=20$ см, $a=3$ см)</i>						
2 $\emptyset 20+2 \emptyset 16$	37	10,3	280	0,377	0,812	86,62
2 $\emptyset 20$	37	6,28	280	0,230	0,885	57,6
<i>2-й пролет (нижняя арматура $b=b_f=160$ см; $a=3$ см)</i>						
2 $\emptyset 18+1 \emptyset 16$	37	7,101	280	0,0325	0,984	72,37
2 $\emptyset 18$	37	5,09	280	0,0233	0,988	52,12
<i>2-й пролет (верхняя арматура $b=b_{sb}=20$ см, $a=3$ см)</i>						
2 $\emptyset 12$	37	2,26	280	0,0826	0,959	22,45
<i>Опорная арматура. Опора С, ($b=b_{sb}=20$ см, $a=3$ см)</i>						
2 $\emptyset 20+1 \emptyset 16$	37	8,3	280	0,303	0,848	72,94
2 $\emptyset 20$	37	6,28	280	0,230	0,985	57,6

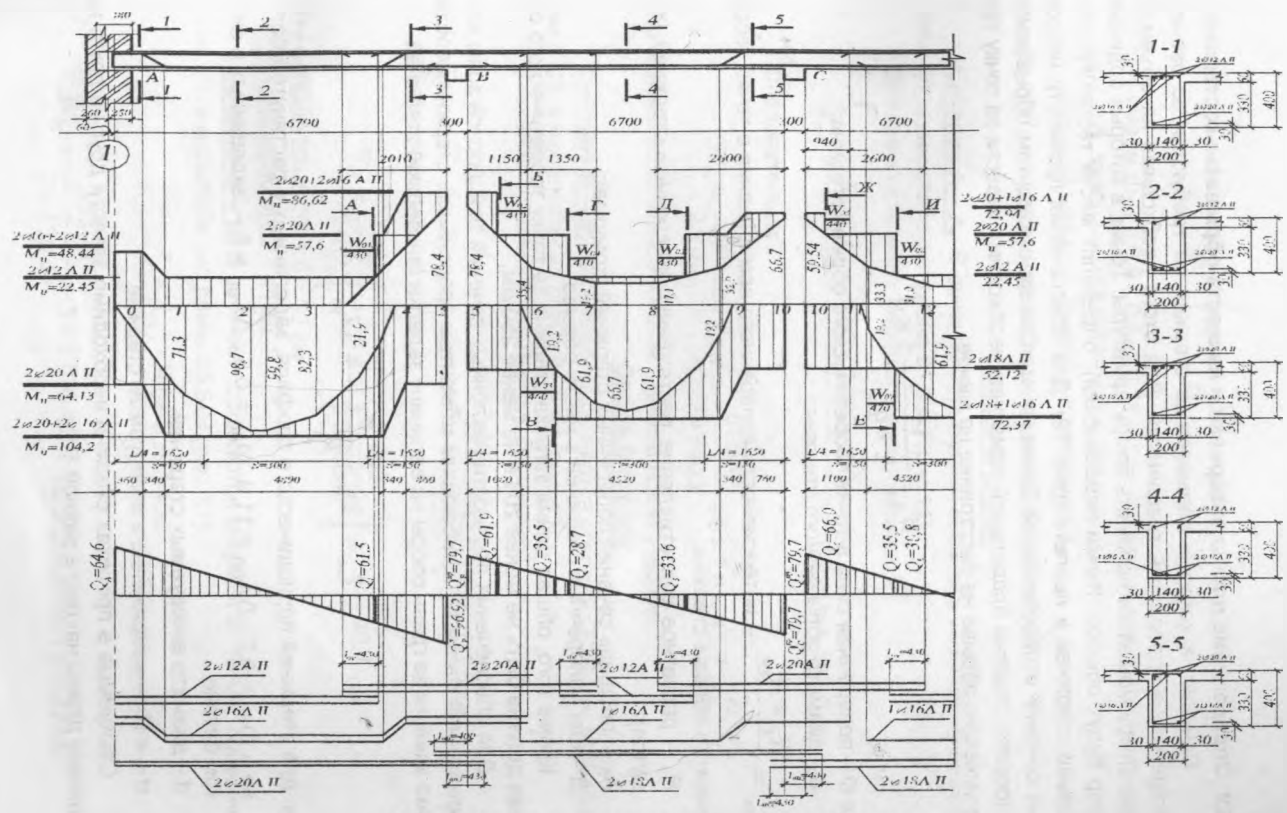


Рис. 11. Эпюра материалов второстепенной балки.

5.8 Определение длины анкеровки и нахлеста обрывааемых 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. 12). 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:

$$W_0 = \frac{Q}{2 \times q_{sw}} + 5 \times d$$

где Q – поперечная сила в точке теоретического обрыва стержня;

d – диаметр обрываемого стержня;

$q_{sw} = \frac{R_s \times A_{sw}}{S}$ – интенсивность поперечного армирования в точке теоретического обрыва стержня.

R_s – расчетное сопротивление растяжению поперечных стержней (хомутов);

A_s – площадь сечения поперечных стержней (хомутов);

S – шаг поперечных стержней в месте обрыва.

Кроме того, общая длина запуска стержня за точку теоретического обрыва должна быть не менее $20d$ и не менее 250 мм.

Для обеспечения прочности наклонных сечений приопорной зоны второстепенной балки по изгибающим моментам продольные стержни необходимо завести за грань опоры на величину заделки (анкеровки) стержней:

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \cdot \frac{\sigma_s}{R_b \cdot \gamma_{b2}} + \Delta \lambda_{an} \right) \cdot d ,$$

где: для стержней периодического профиля, заделанных в растянутом бетоне – $\omega_{an} = 0.7$, $\Delta \lambda_{an} = 11$ и $\omega_{an} = 0.5$, $\Delta \lambda_{an} = 8$ – заделанных в сжатом бетоне :

d – диаметр анкеруемых стержней;

$\sigma_s = R_s$ – напряжение в анкеруемом стержне.

Стыкуемые в пролетах стержни необходимо завести друг на друга на величину длины нахлеста равной:

$$l_{ov} = \left(\omega_{ov} \cdot \frac{\sigma_s}{R_b \cdot \gamma_{b2}} + \Delta\lambda_{ov} \right) \cdot d$$

где принимаем $\omega_{ov} = 0.9$, $\Delta\lambda_{ov} = 11$ – для стыка арматуры периодического профиля, заделанных в растянутом бетоне;

d – меньший диаметр стыкуемых стержней;

$\sigma_s = R_s$ – напряжение в стержне меньшего диаметра.

Опора В слева.

Сечение А – А. В сечении обрывается стержень $\varnothing 20$ мм, поперечная сила Q_1 , в масштабе сил равна 61.5 кН (рис. 11).

Значения остальных параметров составляют:

$$q_{sw1} = \frac{R_s \times A_{sw}}{S} = \frac{360 \times 0,392 \cdot 100}{15} = 940.8 \text{ Н/см; } d=2.0 \text{ см.}$$

Следовательно:

$$W_{01} = \frac{Q_1}{2 \times q_{sw1}} + 5 \times d = \frac{61500}{2 \times 940.8} + 5 \times 2.0 = 42.7 \text{ см,}$$

что больше $20 \times d = 20 \times 2.0 = 40$ см. Принимаем $W_1 = 43$ см.

Опора В справа.

Сечение Б – Б. В сечении обрываются стержни $\varnothing 16$ мм, поперечная сила Q_2 , в масштабе сил равна 61,9 кН (рис. 11).

Значения остальных параметров составляют:

$$q_{sw1} = \frac{R_s \times A_{sw}}{S} = \frac{360 \times 0,392 \cdot 100}{15} = 940.8 \text{ Н/см; } d=1,6 \text{ см.}$$

Следовательно:

$$W_{02} = \frac{Q_2}{2 \times q_{sw1}} + 5 \times d = \frac{61900}{2 \times 940.8} + 5 \times 1.6 = 40.4 \text{ см,}$$

что больше $20 \times d = 20 \times 1.6 = 32$ см

Принимаем $W_2 = 41$ см.

Сечение В – В. В сечении обрываются стержни $\varnothing 16$ мм, поперечная сила Q_3 , в масштабе сил равна 35.5кН (рис. 11).

$$q_{sw1} = \frac{R_s \times A_{sw}}{S} = \frac{360 \times 0,392 \cdot 100}{30} = 470.4 \text{ Н/см}$$

$$W_{03} = \frac{35500}{2 \times 470.4} + 5 \times 1.6 = 45.7 \text{ см} > 20 \times d = 20 \times 1.6 = 32 \text{ см.}$$

Принимаем $W03 = 46$ см.

Сечение Г – Г. В сечении обрываются стержни $\varnothing 20$ мм, поперечная сила $Q4$, в масштабе сил равна 28,7 кН (рис. 11).

$$q_{sw1} = \frac{R_s \times A_{sw}}{S} = \frac{360 \times 0,392 \cdot 100}{30} = 470,4 \text{ Н/см}$$

$$W_{04} = \frac{28700}{2 \times 470,4} + 5 \times 2,0 = 40,5 \text{ см} > 20 \times d = 20 \times 2,0 = 40 \text{ см.}$$

Принимаем $W04 = 41$ см.

Опора С слева.

Сечение Д – Д. В сечении обрываются стержни $\varnothing 20$ мм, поперечная сила $Q5$, в масштабе сил равна 30,5 кН (рис. 11).

Значения остальных параметров составляют:

$$q_{sw1} = \frac{R_s \times A_{sw}}{S} = \frac{360 \times 0,392 \cdot 100}{30} = 470,4 \text{ Н/см; } d=2,0 \text{ см.}$$

Следовательно:

$$W_{05} = \frac{Q_5}{2 \times q_{sw1}} + 5 \times d = \frac{30500}{2 \times 470,4} + 5 \times 2,0 = 42,4 \text{ см,}$$

что больше $20 \times d = 20 \times 2,0 = 40$ см.

Принимаем $W05 = 43$ см.

Опора С справа.

Сечение Ж – Ж. В сечении обрывается стержень $\varnothing 16$ мм, поперечная сила $Q6$, в масштабе сил равна 66,0 кН (рис. 11).

Значения остальных параметров составляют:

$$q_{sw1} = \frac{R_s \times A_{sw}}{S} = \frac{360 \times 0,392 \cdot 100}{15} = 940,8 \text{ Н/см; } d=1,6 \text{ см.}$$

Следовательно:

$$W_{06} = \frac{Q_6}{2 \times q_{sw1}} + 5 \times d = \frac{66000}{2 \times 940,8} + 5 \times 1,6 = 43,07 \text{ см,}$$

что больше $20 \times d = 20 \times 1,6 = 32$ см.

Принимаем $W06 = 44$ см.

Сечение Е – Е. В сечении обрываются стержни $\varnothing 18$ мм, поперечная сила $Q7$, в масштабе сил равна 35,5 кН (рис. 11).

Значения остальных параметров составляют:

$$q_{sw1} = \frac{R_s \times A_{sw}}{S} = \frac{360 \times 0,392 \cdot 100}{30} = 470,4 \text{ Н/см}; d=1,8 \text{ см.}$$

Следовательно:

$$W_{07} = \frac{Q_7}{2 \times q_{sw1}} + 5 \times d = \frac{35500}{2 \times 470,4} + 5 \times 1,8 = 46,7 \text{ см.}$$

что больше $20 \times d = 20 \times 1,8 = 36 \text{ см.}$

Принимаем $W_{07} = 47 \text{ см.}$

Сечение И – И. В сечении обрываются стержни $\varnothing 20 \text{ мм}$, поперечная сила Q_8 , в масштабе сил равна $30,8 \text{ кН}$ (рис.11).

Значения остальных параметров составляют:

$$q_{sw1} = \frac{R_s \times A_{sw}}{S} = \frac{360 \times 0,392 \cdot 100}{30} = 470,4 \text{ Н/см}; d=2,0 \text{ см.}$$

Следовательно:

$$W_{08} = \frac{Q_8}{2 \times q_{sw1}} + 5 \times d = \frac{30800}{2 \times 470,4} + 5 \times 2,0 = 42,4 \text{ см.}$$

что больше $20 \times d = 20 \times 2,0 = 40 \text{ см}$

Принимаем $W_{08} = 43 \text{ см.}$

Опора В.

Из первого пролета нижние стержни $\varnothing 20 \text{ мм}$ должны заходить за грань опоры (грань главной балки) на длину зоны анкеровки равной:

$$l_{ан,1} = \left(\omega_{ан} \cdot \frac{\sigma_s}{R_b \cdot \gamma_{b2}} + \Delta \lambda_{ан} \right) \cdot d = \left(0,5 \cdot \frac{280}{11,5 \cdot 0,9} + 8 \right) \cdot 2,0 = 43,0 \text{ см.}$$

где: $\sigma_s = R_s = 280 \text{ МПа}$ (А II).

Принимаем $l_{ан,1} = 43 \text{ см.}$

Из второго пролета нижние стержни $\varnothing 18 \text{ мм}$ должны заходить за грань опоры (грань главной балки) на длину зоны анкеровки равной:

$$l_{ан,2} = \left(\omega_{ан} \cdot \frac{\sigma_s}{R_b \cdot \gamma_{b2}} + \Delta \lambda_{ан} \right) \cdot d = \left(0,5 \cdot \frac{280}{11,5 \cdot 0,9} + 8 \right) \cdot 1,8 = 38,7 \text{ см.}$$

где: $\sigma_s = R_s = 280 \text{ МПа}$ (А II).

Принимаем $l_{ан,2} = 40 \text{ см.}$

Опора С.

Из второго пролета нижние стержни $\varnothing 18 \text{ мм}$ должны заходить за грань опоры на длину зоны анкеровки равной:

$$l_{ан,3} = \left(\omega_{ан} \cdot \frac{\sigma_s}{R_b \cdot \gamma_{b2}} + \Delta\lambda_{ан} \right) \cdot d = \left(0.5 \cdot \frac{280}{11.5 \cdot 0.9} + 8 \right) \cdot 1.8 = 38.7 \text{ см}$$

где: $\sigma_s = R_s = 280$ МПа (А II).

Принимаем $l_{ан,3} = 40$ см.

Аналогично из третьего пролета стержни $\varnothing 18$ мм должны заходить за грань опоры на длину зоны анкеровки равной $l_{ан,3} = 40$ см.

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 на величину длины нахлеста равной:

$$l_{ов} = \left(\omega_{ов} \cdot \frac{\sigma_s}{R_b \cdot \gamma_{b2}} + \Delta\lambda_{ов} \right) \cdot d = \left(0.9 \cdot \frac{280}{11.5 \cdot 0.9} + 11 \right) \cdot 1.2 = 42,4 \text{ см}$$

где: $\sigma_s = R_s = 280$ МПа (А II).

Принимаем $l_{ов} = 43$ см в сторону опоры от точки действительного обрыва опорной арматуры.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84.—М.:1985.—79с.
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. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие. Под редакцией А.Б. Голышева. — 2-е изд., прераб. И доп. — К.:Будивельник, 1990. 544 с.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)—М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.—192с.
6. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84) 4.1 и 4.2.—М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.—334с.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1
Исходные данные для проектирования

Параметры задания.

Таблица 1–1

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

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

**) Нижняя строка – сетка колонн (м).

Временная нагрузка на междуэтажное перекрытие (кН/м²).

Таблица 1–2

Предпоследняя цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
0	6	8	10	7	9	5	7	10	8	6
1	8	6	8	10	7	10	5	7	6	8
2	10	10	5	5	6	7	9	5	10	9
3	7	5	7	9	8	9	6	9	5	5
4*	5	9	6	6	5	6	8	8	7	10

*) Если предпоследняя цифра шифра больше 4, то полезная нагрузка принимается по разности цифр N–5, где N – предпоследняя цифра шифра.

Количество этажей, высота этажа здания, район строительства и материалы.

Таблица 1–3

Показатели	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Число этажей	4	6	7	5	5	7	6	4	4	6
Высота этажа, м	4,2	4,8	3,6	5,4	3,0	6,0	4,8	4,2	6,0	3,6
Район строительства	Москва	Рязань	Витебск	Минск	Брест	Киев	Ижевск	Челябинск	Запорожье	Архангельск
Класс бетона	B25	B20	B30	B15	B20	B15	B30	B25	B15	B20
Класс арматурной стали	A-III, Вр-I	A-II, Вр-I	A-III, Вр-	A-I, Вр-I	A-III, Вр-I	A-II, Вр-I	A-III, Вр-I	A-II, Вр-I	A-III, Вр-I	A-II, Вр-I

ПРИЛОЖЕНИЕ 2.

Расчетные сопротивления тяжелого бетона для предельных состояний первой и второй группы, а также его начальный модуль упругости, МПа, в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие.

Таблица 2-1

Расчетные характеристики		Класс бетона											
		B 10	B 12,5	B 15	B 20	B 25	B 30	B 35	B 40	B 45	B 50	B 55	B 60
Сжатие осевое (призменная прочность)	R_b	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
	$R_{b,ser}$	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое	R_{bt}	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
	$R_{bt,ser}$	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50
Начальный модуль упругости бетона $E_b \times 10^{-3}$ естественного твердения		18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,0	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
Начальный модуль упругости бетона $E_b \times 10^{-3}$ подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении		16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0

**Расчетные сопротивления и модуль упругости арматуры,
МПа.**

Таблица 2-2

Класс арматуры	Диаметр, мм	Расчетные сопротивления, МПа, для расчета по предельным состояниям				Модуль упругости E_s , МПа
		первой группы		Сжатие	второй группы, $R_{s,n}$	
		Растяжение				
		R_s	R_{sw}	R_{sc}		
Стержневая						
A-I		225	175	225	230	210000
A-II		280	225	280	295	210000
A-III	6...8	355	285**	355	390	200000
A-III	10...40	365	290**	365	390	200000
A-IV, Ат-IVс, Ас-IVк		510	405	400	590	190000
A-V, Ат-V, Ат-Vс		680	545	400	785	190000
A-VI, Ат-VI, Ат-VIk		815	650	400	980	190000
Проволочная						
Вр-I	3	375	270(300)*	375	410	170000
	4	365	265(295)*	365	405	170000
	5	360	260(290)*	360	395	170000
Вр-II	3	1240	990	400	1490	200000
	4	1180	940	400	1410	200000
	5	1110	890	400	1335	200000
	6	1050	835	400	1255	200000
	7	980	785	400	1175	200000
B-II	3	1215	970	400	1460	200000
	4	1145	915	400	1370	200000
	5	1045	835	400	1255	200000
	6	980	785	400	1175	200000
	7	915	730	400	1110	200000
K-7	8	850	680	400	1020	200000
	6	1210	965	400	1450	180000
	9	1145	915	400	1370	180000
	12	1110	890	400	1335	180000
K-19	15	1030	865	400	1295	180000
	14	1175	940	400	1410	180000

*) Величины R_{sw} в скобках даны для случая применения проволочной арматуры класса Вр-I в вязаных каркасах.

**) В сварных каркасах для поперечных стержней из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значения R_{sw} принимаются 245 МПа.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3.

Значения ξ , η , α_m для расчета по прочности железобетонных элементов.

Таблица 3-1

ξ	η	α_m	ξ	η	α_m	ξ	η	α_m
0,01	0,995	0,01	0,26	0,875	0,219	0,49	0,755	0,37
0,02	0,99	0,02	0,26	0,87	0,226	0,50	0,75	0,375
0,03	0,985	0,03	0,27	0,865	0,234	0,51	0,745	0,38
0,04	0,98	0,039	0,28	0,86	0,241	0,52	0,74	0,385
0,05	0,975	0,049	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,39
0,06	0,97	0,058	0,30	0,85	0,255	0,54	0,73	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,854	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,96	0,077	0,32	0,84	0,269	0,56	0,72	0,403
0,09	0,955	0,086	0,33	0,835	0,276	0,57	0,715	0,408
0,10	0,95	0,095	0,34	0,83	0,282	0,58	0,71	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,94	0,113	0,36	0,82	0,295	0,60	0,70	0,42
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,302	0,61	0,695	0,424
0,14	0,93	0,13	0,38	0,81	0,308	0,62	0,69	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,92	0,147	0,40	0,80	0,32	0,64	0,68	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,91	0,164	0,42	0,79	0,332	0,66	0,67	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,338	0,67	0,665	0,446
0,20	0,90	0,18	0,44	0,78	0,343	0,68	0,66	0,449
0,21	0,896	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,89	0,196	0,46	0,77	0,354	0,70	0,65	0,455
0,24	0,88	0,211	0,48	0,76	0,365			

Таблица 3-2

Коеф. условия работы бетона γ_{b2}	Класс растянутой арматуры	Обозначение	Значения ξ_{Rk} , α_R для элементов из тяжелых бетонов										
			B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
0,9	A-III Bp-I	ξ_{Rk}	0,662	0,652	0,527	0,604	0,582	0,564	0,542	0,521	0,5000	0,484	0,464
		α_R	0,443	0,440	0,430	0,422	0,413	0,405	0,395	0,381	0,376	0,367	0,353
	A-II	ξ_{Rk}	0,689	0,680	0,650	0,632	0,610	0,592	0,571	0,550	0,531	0,512	0,490
		α_R	0,452	0,449	0,439	0,432	0,424	0,417	0,408	0,399	0,390	0,381	0,370
	A-I	ξ_{Rk}	0,708	0,698	0,674	0,652	0,630	0,612	0,571	0,570	0,551	0,533	0,510
		α_R	0,457	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425	0,416	0,407	0,399	0,391	0,380
1,0	A-III Bp-I	ξ_{Rk}	0,628	0,619	0,591	0,563	0,541	0,519	0,493	0,473	0,459	0,434	0,411
		α_R	0,431	0,427	0,416	0,405	0,395	0,384	0,374	0,361	0,350	0,340	0,327
	A-II	ξ_{Rk}	0,660	0,650	0,623	0,593	0,573	0,551	0,530	0,505	0,485	0,465	0,442
		α_R	0,442	0,439	0,429	0,417	0,409	0,399	0,390	0,371	0,367	0,357	0,344
	A-I	ξ_{Rk}	0,682	0,673	0,645	0,618	0,596	0,575	0,553	0,528	0,518	0,488	0,464
		α_R	0,449	0,447	0,437	0,427	0,419	0,410	0,400	0,389	0,379	0,369	0,356
1,1	A-III Bp-I	ξ_{Rk}	0,621	0,610	0,581	0,550	0,523	0,502	0,481	0,453	0,429	0,411	0,385
		α_R	0,428	0,424	0,412	0,399	0,386	0,376	0,365	0,351	0,346	0,327	0,312
	A-II	ξ_{Rk}	0,650	0,642	0,613	0,582	0,556	0,534	0,514	0,485	0,477	0,442	0,417
		α_R	0,439	0,436	0,425	0,413	0,401	0,391	0,380	0,361	0,353	0,344	0,330
	A-I	ξ_{Rk}	0,675	0,665	0,636	0,605	0,579	0,587	0,537	0,509	0,500	0,464	0,439
		α_R	0,447	0,441	0,434	0,422	0,411	0,402	0,393	0,379	0,375	0,358	0,343

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

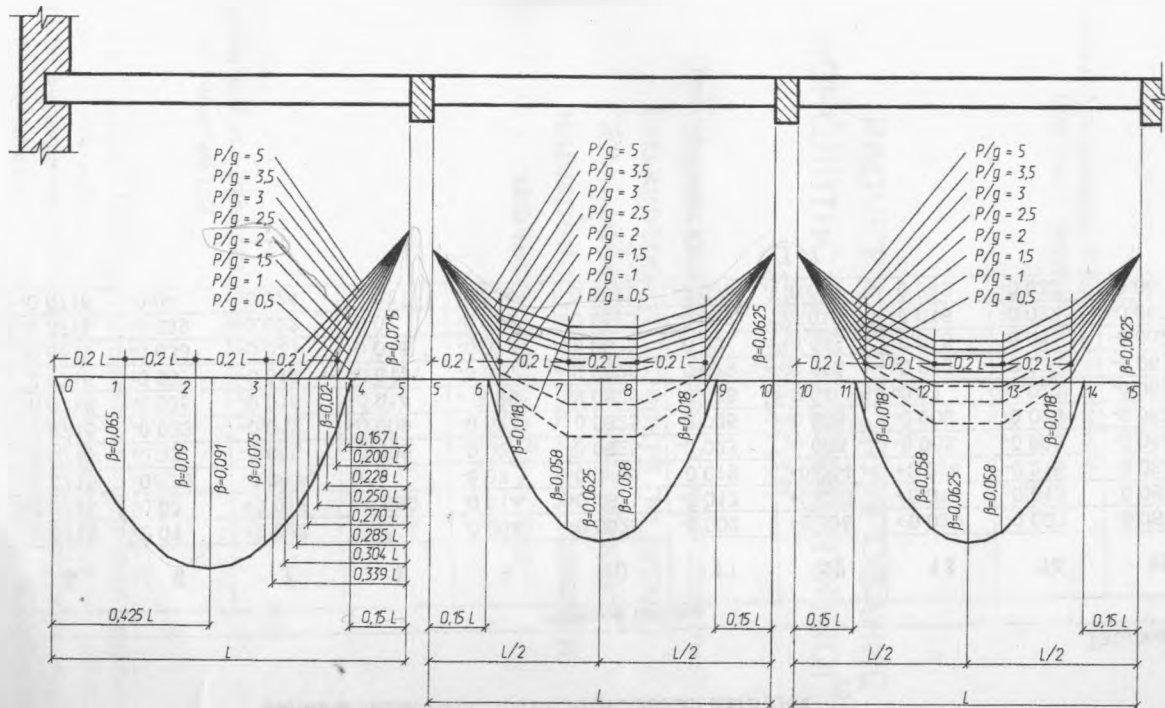


Рис 5-1. Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных второстепенных балок.

Значения коэффициента β для определения ординат изгибающих моментов в средних пролетах

балок в зависимости от соотношения нагрузок $\frac{P_{sb}}{g_{sb}}$

Таблица 5-1

$\frac{P_{sb}}{g_{sb}}$	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

Составитель: 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.
Корректор: Никитчик Е.В.

Подписано к печати 2.10.02 Формат 60x84 1/16 Бумага писч. Гарнитура Arial.
Усл. п.л. Уч. изд. л. Тираж 100 экз Заказ № 769. Отпечатано на
ризографе Учреждения образования «Брестский государственный техниче-
ский университет». 224017, Брест, ул. Московская, 267.