

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»
(ПГУАС)

**НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ
МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Методические указания
для самостоятельной работы

Под общей редакцией доктора технических наук,
профессора Ю.П. Скачкова

Пенза 2014

УДК 624.12(075.8)

ББК 39я73

Н55

*Методические указания подготовлены в рамках проекта
«ПГУАС – региональный центр повышения качества подготовки
высококвалифицированных кадров для строительной отрасли»
(конкурс Министерства образования и науки Российской Федерации –
«Кадры для регионов»)*

Рекомендовано Редсоветом университета

Рецензент – доктор технических наук, профессор,
советник РААСН, И.Т. Мирсяпов

Несущие конструкции монолитного перекрытия многоэтажного
Н55 промышленного здания: метод. указания для самостоятельной ра-
боты / Н.Н. Ласьков Р.Р. Васильев; под общ. ред. д-ра техн. наук,
проф. Ю.П. Скачкова. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 16 с.

Рассматриваются цели и задачи дисциплины “Железобетонные и каменные конструкции”, объём учебного времени, рабочая программа дисциплины. Приведен список учебно-методической и справочно-нормативной литературы.

Направлено на овладение культурой мышления, развитие способностей к обобщению, анализу, восприятию информации, постановке цели и выбору путей ее достижения; способностей выявлять естественнонаучную сущность проблем, возникающих в ходе профессиональной деятельности, привлекать их для решения соответствующий физико-математический аппарат; умение логически верно, аргументированно и ясно строить устную и письменную речь.

Методические указания подготовлены на кафедре «Строительные конструкции» и базовой кафедре ПГУАС при ЗАО «Спецстроймеханизация» и предназначены в помощь слушателям по переподготовке кадров по программе 08.03.01 «Строительство» “Промышленное и гражданское строительство” в самостоятельной работе над учебниками, учебными пособиями и нормативно-справочной литературой при выполнении курсового и дипломного проектов.

© Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, 2014

© Ласьков Н.Н., Васильев Р.Р., 2014

1. ОБЩИЕ МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ИЗУЧЕНИЮ ДИСЦИПЛИНЫ

Основным методом изучения курса “Железобетонные и каменные конструкции”, является самостоятельная работа студента. Чтобы составить представление об объёме курса, студенту необходимо ознакомиться с содержанием программы, методическими указаниями и списком рекомендуемой литературы.

Приступая к изучению новой темы, следует прочитать по учебнику соответствующий материал, тщательно в нём разобраться, понять предлагаемые формулировки и расчётные формулы.

Для лучшего усвоения изучаемого материала рекомендуется составлять краткий конспект прочитанного, где студент сможет отмечать и все неясные для него вопросы.

После проработки теоретического материала студент приступает к работе над курсовым проектом.

Оформление курсового проекта

Расчётно-пояснительная записка должна быть написана на одной стороне стандартного листа бумаги А4 (210×297) чётким почерком, чернилами без поправок и помарок с обрамляющей линией сверху, снизу и справа на расстоянии 5 мм от края, а слева 20 мм от края листа. В правом нижнем углу листа размещается штамп в соответствии с требованиями ЕСКД.

В составе расчётно-пояснительной записки кроме необходимых расчётов, схем и рисунков входят листы с содержанием расчётно-пояснительной записки и список используемой литературы.

На обложке расчётно-пояснительной записки указываются: наименование проекта, институт, факультет, кафедра, фамилии и инициалы студента и руководителя проекта, а также шифр задания.

Оформление чертежей на листах формата А3 выполняется в составе с требованиями ЕСКД.

Защита курсового проекта

Студент обязан выполнить курсовой проект и защитить его в сроки, предусмотренные графиком учебного процесса. Защита проекта разрешается после выполнения его в полном объёме, предусмотренном заданием. Защита производится перед комиссией, состоящей из преподавателей кафедры, и заключается в кратком докладе студента по выполненному проекту и ответов его на вопросы.

2. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Несущие конструкции монолитного перекрытия многоэтажного промышленного здания

Работу над курсовым проектом следует начинать с изучения здания, исходных данных и рекомендуемой литературы.

Состав задания на выполнение курсового проекта

Для выполнения курсового проекта каждому студенту преподаватель выдаёт шифр задания. На основании шифра студент по табл.1 определяет необходимые исходные данные для разработки курсового проекта.

Состав и объём курсового проекта

Курсовой проект должен содержать подробную расчётно-пояснительную записку и чертежи.

Расчётно-пояснительная записка на 18-20 листах следующего содержания:

а) компоновка конструктивной схемы монолитного железобетонного перекрытия многоэтажного здания рамно-связевой системы в монолитном варианте;

б) расчёт и конструирование монолитного ребристого перекрытия (плиты и второстепенной балки).

Графическая часть проекта выполняется на листах формата А3 и содержит:

- а) План монолитного перекрытия;
- б) поперечный разрез здания;
- в) схемы раскладки сеток и каркасов монолитного перекрытия;
- г) рабочие чертежи всех рассчитанных конструкций и их арматурных изделий;
- д) спецификации железобетонных элементов и арматуры;
- е) ведомость расхода стали на каждый железобетонный элемент.

Таблица 1

Номер горизонтальной строки	Размер здания, м	Сетка колонн, м	Высота этажа Н, м	Кол-во этажей, шт.	Временная нагрузка на перекрытие	Тип сборной плиты перекрытия	Класс бетона сборной плиты перекрытия	Класс предварительно напрягаемой арматуры сборной плиты	Способ натяжной арматуры плитного перекрытия	Сечение сборного ригеля	Конструкция соли сборной колонны	Расчётное сопротивление грунта R ₀ , МПа	Снеговой район
	А	А	Б	В	Г	Г	Д	Д	Д	Г	Г	Б	В
1	16,8x51,2	4,2x6,4	3,6	4	4,6	1	В-15	А-IV	1	3	2	0,23	II
2	25,6x54	6,4x5,4	3,8	4	4,9	2	В-20	А-V	2	1	2	0,24	II
3	28,8x59,4	7,2x6,6	3,2	5	6,2	3	В-20	А-V	1	1	1	0,25	II
4	22x56	5,5x8,0	3,4	5	5,0	1	В-20	А-V	2	1	1	0,26	III
5	24x60	8,0x6,0	4,2	5	4,4	2	В-25	А-IV	1	3	2	0,27	III
6	24x57,6	6x7,2	4,4	6	6,8	3	В-15	А-V	2	2	1	0,28	III
7	23,4x54,4	7,8x6,8	4,6	6	4,3	1	В-20	А-V	1	3	2	0,29	IV
8	19,2x56	4,8x8	5,0	6	4,5	2	В-25	А-V	2	1	2	0,30	IV
9	25,2x55,8	8,4x6,2	5,2	7	7,2	3	В-15	А-IV	1	2	1	0,31	IV
0	22,5x59,4	7,5x6,6	5,4	7	4,2	2	В-25	А-V	2	3	2	0,32	IV

Примечание:

- 1) Тип сечения сборной предварительно напряжённой плиты перекрытия: 1 – с круглыми пустотами; 2 – с овальными пустотами; 3 – ребристая.
- 2) Способ натяжения предварительно напрягаемой арматуры плиты: 1 – электротермический; 2 – механический.
- 3) Сечение сборного ригеля: 1 – прямоугольное; с полкой в сжатой зоне; 3 – с полкой в растянутой зоне.
- 4) Конструкция консоли сборной колонны: 1 – короткая консоль с втулками; 2 – короткая прямоугольная консоль.
- 5) Каркас бетона и рабочей арматуры колонны, ригеля, фундамента и монолитного перекрытия принять самостоятельно.

3. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

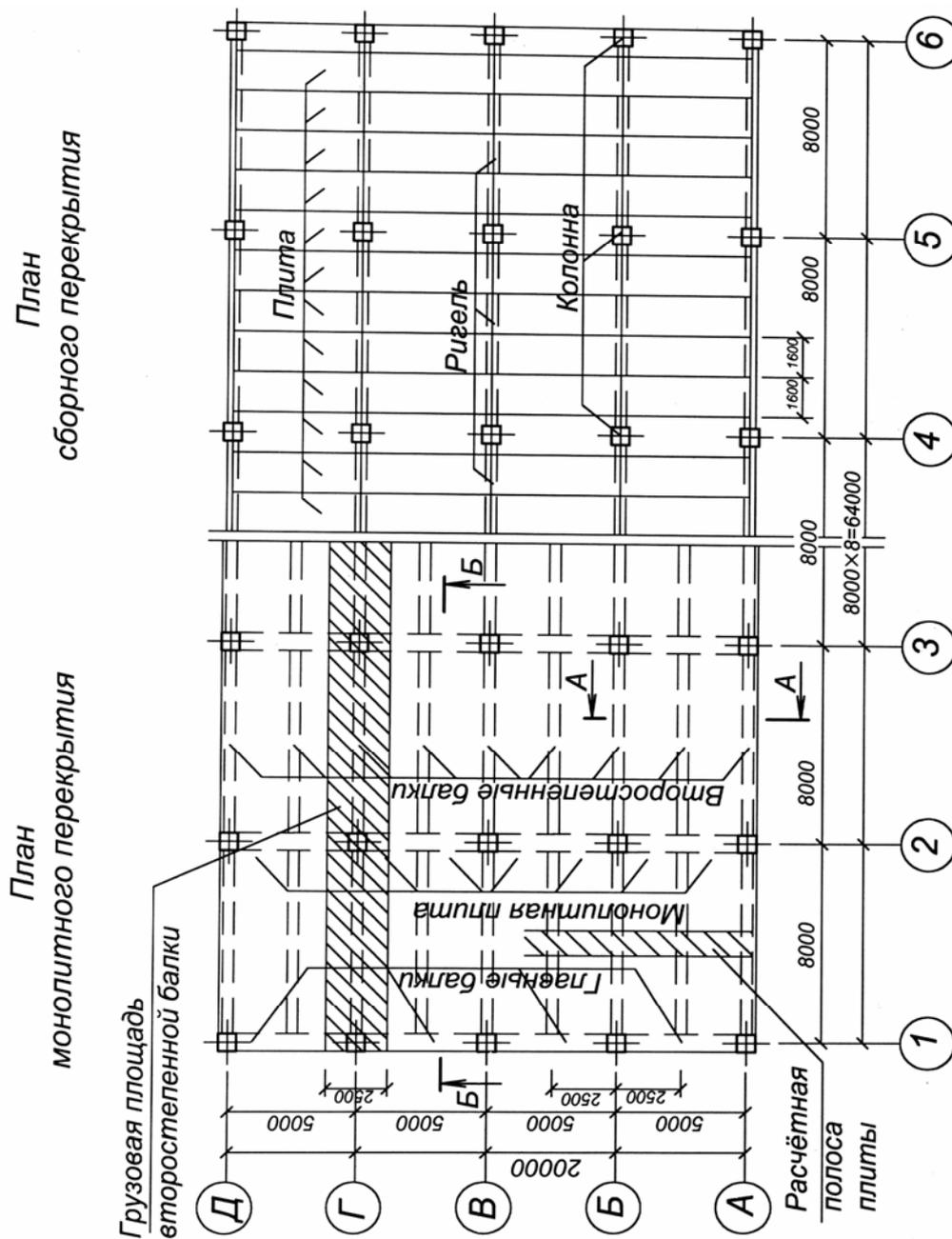


Рис. 1. Фрагмент плана монолитного перекрытия.

Проектирование монолитного перекрытия

Монолитное перекрытие komponуем с поперечными главными балками и продольными второстепенными. Второстепенные балки размещаем по осям колонн в половине пролёта главной балки, при этом пролёт плиты между осями рёбер равен:

$$\frac{5}{2} = 2,5\text{м}$$

Предварительно задаёмся размерами сечений балок:

– **главная балка:**

$$h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{15} \right) l_{Г.Б.} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{15} \right) \cdot 500 = (62,5 \div 33,3)\text{см}$$

принимаем $h_{Г.Б.} = 50\text{см}$; $b_{Г.Б.} = (0,3 \div 0,5) \cdot 50 = 25\text{см}$

– **второстепенная балка:**

$$h = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20} \right) l_{В.Б.} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20} \right) \cdot 800 = (66,6 \div 40)\text{см}$$

принимаем $h_{В.Б.} = 50\text{см}$; $b_{В.Б.} = 25\text{см}$

т.е. размеры сечений второстепенной и главной балок приняты равными $h_{В.Б.} = 50\text{см}$; $b_{В.Б.} = 25\text{см}$.

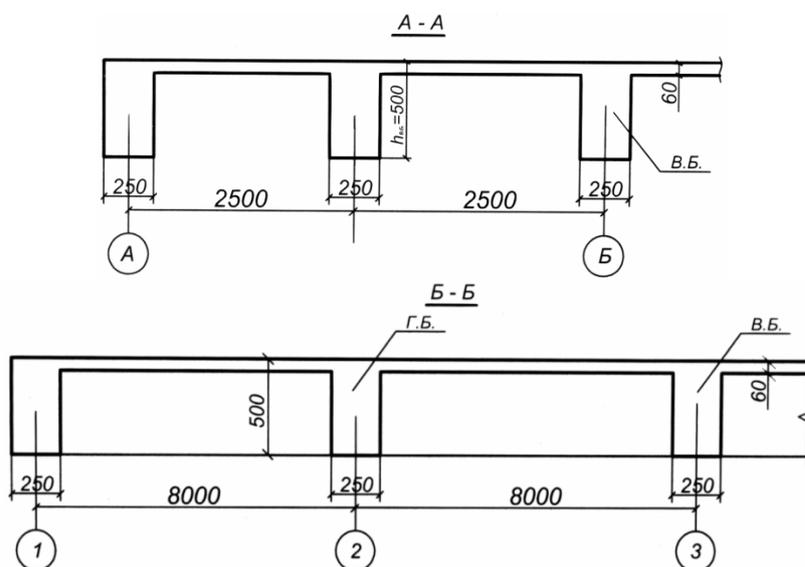


Рис. 2. Размеры сечений конструкций монолитного перекрытия.

Расчёт многопролётной плиты

Расчётный пролёт и нагрузки.

Расчётный пролёт плиты равен расстоянию в свету между гранями рёбер $l_0 = 2,5 - 0,25 = 2,25 м$, в продольном направлении $l_0 = 8 - 0,25 = 7,75 м$.

Отношение пролётов $\frac{7,75}{2,25} = 3,44 > 2$ – плиту рассчитываем, как работающую по короткому направлению. Толщину плиты принимаем 6м.

Т а б л и ц а 2

Нагрузки на $1 м^2$ перекрытия

Нагрузка	Нормативная нагрузка $H/м^2$	Коэффициент надёжности по нагрузке, γ_f	Расчётная нагрузка $H/м^2$
1. Постоянная:			
- от собственного веса плиты $\sigma = 60 мм; \rho = 2500 кг/м^3$ ($0,06 \times 1,0 \times 25000 = 1500 H/м^2$)	1500	1,1	1650
- от слоя цементного раствора $\sigma = 20 мм; \rho = 2200 кг/м^3$ ($0,02 \times 1,0 \times 22000 = 440 H/м^2$)	440	1,3	570
- от керамических плиток $\sigma = 13 мм; \rho = 1800 кг/м^3$ ($0,013 \times 1,0 \times 18000 = 230 H/м^2$)	234	1,1	257
Итого: g			2477
2. Временная нагрузка, v :	4500	1,2	5400

Полная расчётная нагрузка

$$q = g + v = 2477 + 5400 = 7877 H/м^2.$$

Для расчёта многопролётной плиты выделяем полосу шириной 1м, при этом расчётная нагрузка на 1 м длины плиты равна $7877 H/м^2$.

С учётом коэффициента надёжности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$, нагрузка на 1 м равна $7877 \cdot 0,95 = 7487 H/м$.

Изгибающие моменты определяем как для многопролётной плиты с учётом перераспределения моментов:

– в средних пролётах и на средних опорах:

$$M = \frac{(g + v) \cdot l_0^2}{16} = \frac{7483 \cdot 2,25^2}{16} = 2368 H \cdot м$$

– в первом пролёте и на первой промежуточной опоре:

$$M = \frac{(g + v) \cdot l_0^2}{11} = \frac{7483 \cdot 2,25^2}{11} = 3444 H \cdot м$$

Средние пролёты плиты окаймлены по всему контуру монолитно связанными с ними балками и под влиянием возникающих распоров изгибающие моменты уменьшаются на 20 %, если $\frac{h}{l_0} \geq 30$.

При $\frac{6}{225} = \frac{1}{37,5} < \frac{1}{30}$ – условие не соблюдается.

Характеристики прочности бетона и арматуры.

Бетон тяжёлый класса *B15*; призматическая прочность $R_b = 8,5$ МПа, прочность при осевом растяжении $R_{bt} = 0,75$ МПа. Коэффициенты условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$

Арматура – проволока класса *BpI* диаметром 5 мм в сварной рулонной сетке, $R_s = 360$ МПа.

Подбор сечений продольной арматуры.

В средних пролётах и на средних опорах

$$h_0 = h - a = 6 - 1,25 = 4,75 \text{ см.}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{236800}{0,9 \cdot 8,5[100] \cdot 100 \cdot 4,75^2} = 0,137$$

По таблице 3.1[1] находим значение $\zeta = 0,929$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{236800}{360[100] \cdot 0,929 \cdot 4,75} = 1,49 \text{ см}^2$$

Принимаем $8\varnothing 5BpI c A_s = 1,57 \text{ см}^2$ и соответствующую рулонную сетку (с-1) $\frac{5BpI - 125}{5Bp - 200} 2800 \times L \frac{c}{25}$ (в пролёте 8м укладывается три сетки).

В первом пролёте и на первой промежуточной опоре

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{344400}{0,9 \cdot 8,5[100] \cdot 100 \cdot 4,75^2} = 0,2$$

По таблице 3.1[1] находим значение $\zeta = 0,888$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{344400}{360[100] \cdot 0,888 \cdot 4,75} = 2,27 \text{ см}^2$$

Принимаем две сетки с общим числом стержней $12\varnothing 5BpI c A_s = 2,35 \text{ см}^2$

$$(с-1) \frac{5BpI - 125}{5Bp - 200} 2800 \times L \frac{c}{25} \text{ и } (с-2) \frac{5BpI - 250}{5Bp - 200} 2800 \times L \frac{c}{25}$$

Расчёт второстепенной балки

Расчётный пролёт и нагрузки.

Расчётный пролёт равен расстоянию в свету между главными балками:
 $l_0 = 8 - 0,25 = 7,75$ м.

Расчётные нагрузки на один метр длины:

– **постоянная:**

собственный вес плиты и полок: $2,477 \cdot 2,5 = 6,2$ кН/м, то же, балки сечением $(0,25 \times 0,5)$ м, $\rho = 25000$ Н/м³;

$\gamma_f = 1,1$; $0,25 \cdot 0,5 \cdot 25000 \cdot 1,1 = 3438$ Н/м = 3,44 кН/м

с учётом $\gamma_m = 0,95$: $g = (6,2 + 3,44) \cdot 0,95 = 9,16$ кН/м.

– **временная:**

с учётом $\gamma_m = 0,95$: $v = 5,4 \cdot 2,5 \cdot 0,95 = 12,83$ кН/м.

– **полная нагрузка:**

$q = g + v = 9,16 + 12,83 = 21,99$ кН/м.

Расчётные усилия.

Изгибающие моменты определяем как для многопролётной балки с учётом перераспределения усилий.

В первом пролёте:

$$M = \frac{(g + v) \cdot l_0^2}{11} = \frac{21,99 \cdot 7,75^2}{11} = 120 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

На первой промежуточной опоре:

$$M = \frac{(g + v) \cdot l_0^2}{14} = \frac{21,99 \cdot 7,75^2}{14} = 94 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В средних пролётах и на средних опорах:

$$M = \frac{(g + v) \cdot l_0^2}{16} = \frac{21,99 \cdot 7,75^2}{16} = 83 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Отрицательные моменты в средних пролётах определяются по огибающей эпюре моментов; они зависят от отношения временной нагрузки к постоянной v/g . В расчётном сечении в месте обрыва надпорной арматуры отрицательный момент.

При

$$\frac{v}{g} = \frac{12,83}{9,16} = 1,4 < 3.$$

можно принять равным 40 % момента на первой промежуточной опоре, тогда:

– отрицательный момент в среднем пролёте:

$$M = 0,4 \cdot 83 = 33 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы:

– на крайней опоре

$$Q = 0,4(g + v)l_0 = 0,4 \cdot 21,99 \cdot 7,75 = 68 \text{ кН};$$

- на первой промежуточной опоре слева

$$Q = 0,6(g + v)l_0 = 0,6 \cdot 21,99 \cdot 7,75 = 102 \text{ кН};$$

- на первой промежуточной опоре справа

$$Q = 0,5(g + v)l_0 = 0,5 \cdot 21,99 \cdot 7,75 = 85 \text{ кН};$$

Характеристики прочности бетона и арматуры.

Бетон, как и для плиты, класса В15.

Арматура продольная класса А-III с $R_s = 365 \text{ МПа}$; поперечная – класса А-I с $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$.

Определение высоты сечения балки.

Высоту сечения балки подбираем по опорному моменту при $\xi = 0,35$, т.к. на опоре момент определён с учётом образования пластического шарнира. При $\xi = 0,35$ $\alpha_m = 0,289$. На опоре момент отрицательный – полка ребра в растянутой зоне, сечение работает как прямоугольное с шириной ребра $b = 25$ см.

Вычисляем

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{9400000}{0,289 \cdot 0,9 \cdot 8,5 \cdot (100) \cdot 25}} = 41 \text{ см}$$

$$h = h_0 + a = 41 + 4 = 45 \text{ см.}$$

Принимаем $h = 50$ см, как принятое ранее.

$$h_0 = 50 - 4 = 46 \text{ см.}$$

В пролётах сечение тавровое – полка в сжатой зоне. Расчётная ширина полки при $\frac{h'_f}{h} = \frac{6}{50} = 0,12 > 0,1$ $b'_f = \frac{l}{3} = \frac{800}{3} = 267 \text{ см.}$

Расчёт прочности по сечениям, нормальным к продольной оси.

а) Сечение в первом пролёте $M = 120 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{12000000}{0,9 \cdot 8,5 [100] \cdot 267 \cdot 46^2} = 0,028$$

При $\xi = 0,028$; $\alpha_m = 0,028$ $x = \xi \cdot h_0 = 0,028 \cdot 46 = 1,28 \text{ см} < 6 \text{ см}$

– нейтральная ось проходит в сжатой полке; $\xi = 0,987$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{12000000}{365 [100] \cdot 46 \cdot 0,987} = 7,24 \text{ см}^2$$

Принимаем $2\varnothing 22$ АIII с $A_s = 7,6 \text{ см}^2$.

б) Сечение в среднем пролёте $M = 83 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{8300000}{0,9 \cdot 8,5 [100] \cdot 267 \cdot 46^2} = 0,019$$

При $\alpha_m = 0,019$ $\xi = 0,99$;

$$A_S = \frac{M}{R_S \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{8300000}{365[100] \cdot 46 \cdot 0,99} = 4,99 \text{ см}^2$$

Принимаем $2\emptyset 18$ АIII с $A_S = 5,09 \text{ см}^2$.

в) На отрицательный момент $M = 33 \text{ кН}\cdot\text{м}$ сечение работает как прямоугольное.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{3300000}{0,9 \cdot 8,5[100] \cdot 25 \cdot 46^2} = 0,082$$

При $\alpha_m = 0,082$ $\xi = 0,957$;

$$A_S = \frac{M}{R_S \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{3300000}{365[100] \cdot 46 \cdot 0,975} = 2,02 \text{ см}^2$$

Принимаем $2\emptyset 12$ АIII с $A_S = 2,26 \text{ см}^2$.

г) Сечение на первой промежуточной опоре $M = 94 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Сечение работает как прямоугольное.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{9400000}{0,9 \cdot 8,5[100] \cdot 25 \cdot 46^2} = 0,232$$

При $\alpha_m = 0,232$ $\xi = 0,868$;

$$A_S = \frac{M}{R_S \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{9400000}{365[100] \cdot 46 \cdot 0,868} = 6,45 \text{ см}^2$$

Принимаем $6\emptyset 12$ АIII с $A_S = 6,79 \text{ см}^2$ – две гнутые сетки по $3\emptyset 12$ АIII в каждой (две сетки С-3).

д) Сечение на средних опорах $M = 83 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{8300000}{0,9 \cdot 8,5[100] \cdot 267 \cdot 46^2} = 0,019$$

При $\alpha_m = 0,0205$ $\xi = 0,884$;

$$A_S = \frac{M}{R_S \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{8300000}{365[100] \cdot 46 \cdot 0,884} = 5,59 \text{ см}^2$$

Принимаем $5\emptyset 12$ АIII с $A_S = 5,65 \text{ см}^2$ две гнутые сетки $\emptyset 12$ АIII (С-3) и $2\emptyset 12$ АIII (С-4).

Расчёт прочности второстепенной балки по сечениям, наклонным к продольной оси.

$$Q = 102 \text{ кН}.$$

Диаметр поперечных стержней устанавливаем из условия сварки с продольными стержнями $d = 22 \text{ мм}$ и принимаем $\emptyset 6$ АI, $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$. Число каркасов – два; $A_{sw} = 2 \cdot 0,283 = 0,566 \text{ см}^2$. Шаг поперечных стержней по конструктивным условиям на приопорных участках $S = \frac{h}{3} = \frac{50}{3} = 17 \text{ см}$, но

не более 15 см; принимаем $S = 15$ см; в пролётной части $S = \frac{3}{4}h = \frac{3}{4} \cdot 50 = 37,5$ см, принимаем 35 см < 50 см.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{175 \cdot (100) \cdot 0,566}{15} = 660 \frac{H}{см}$$

Влияние свесов полки:

$$\frac{0,75 \cdot (3h'_f) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = \frac{0,75 \cdot (3 \cdot 6) \cdot 6}{25 \cdot 46} = 0,07 < 0,5$$

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1,07 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot (100) \cdot 25 \cdot 46 = 49,8 \cdot 10^3 H$$

Условие:

$$q_{sw} = 660 \frac{H}{см} > \frac{Q_{b,\min}}{2h_0} = \frac{49,8 \cdot 10^3}{2 \cdot 46} = 541 \frac{H}{см} - \text{удовлетворяется}$$

Требование:

$$S_{\max} = \frac{\varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot (100) \cdot 25 \cdot 46^2}{102 \cdot 10^3} = 52,5 \text{ см} > S = 15 \text{ см} -$$

удовлетворяется.

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot 1,07 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot (100) \cdot 25 \cdot 46^2 = 764 \cdot 10^4 H \cdot см$$

$$q_1 = g + \frac{v}{2} = 0,56 \cdot 660 = 370 \frac{кН}{м}, \text{ в связи с этим}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{764 \cdot 10^4}{156}} = 221 \text{ см} > 3,33 \cdot h_0 = 3,33 \cdot 46 = 153 \text{ см},$$

принимаем $c = 153$ см.

$$\text{Тогда } Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{764 \cdot 10^4}{153} = 50 \cdot 10^3 H > Q_{b,\min} = 49,8 \cdot 10^3 H$$

Поперечная сила в вершине наклонного сечения:

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 102 \cdot 10^3 - 156 \cdot 153 = 78 \cdot 10^3 H$$

Длина проекции расчётного наклонного сечения

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{764 \cdot 10^4}{660}} = 107 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 46 = 92 \text{ см}$$

Принимаем $c_0 = 92$ см.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 660 \cdot 92 = 60,7 \cdot 10^3 H$$

Условие прочности обеспечено:

$$Q_b + Q_{sw} = 50,0 \cdot 10^3 + 60,7 \cdot 10^3 = 110,7 \cdot 10^3 H > Q = 78 \cdot 10^3 H$$

Проверка по сжатой наклонной полосе:

$$\mu = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{0,566}{25 \cdot 15} = 0,0015;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{23000} = 9,13;$$

$$\varphi_{wl} = 1 + 5\mu \cdot \alpha = 1 + 5 \cdot 0,0015 \cdot 9,13 = 1,07;$$

$$\varphi_{bl} = 1 - 0,01 \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 8,5 = 0,92;$$

Условие

$$Q = 102 \cdot 10^3 < 0,3 \varphi_{wl} \cdot \varphi_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,07 \cdot 0,92 \cdot 0,9 \cdot 8,5 \cdot (100) \cdot 25 \cdot 46 = 259,8 \cdot 10^3 \text{ Н} - \text{удовлетворяется.}$$

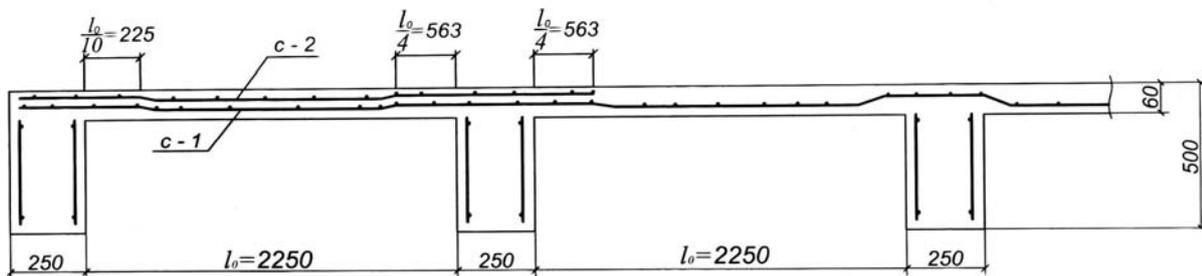


Рис. 3. Схема армирования плиты

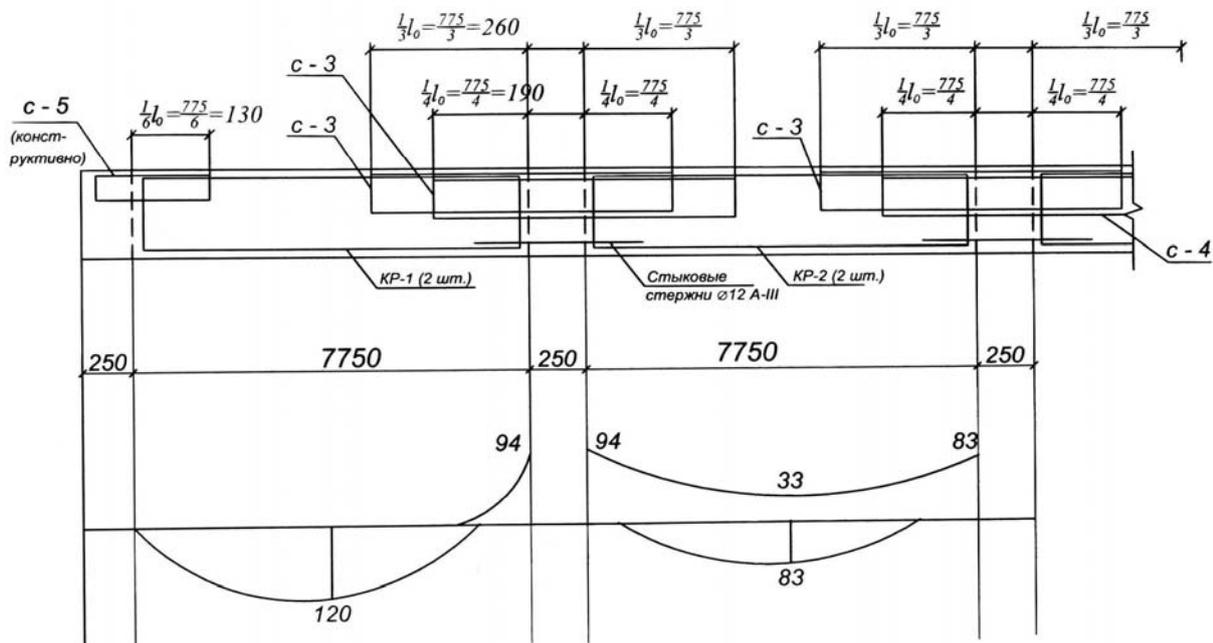


Рис. 4. Схема армирования второстепенной балки. Эпюра M.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс [Текст]: учебник для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: БАСТЕТ, 2009.
2. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции [Текст] / В.М. Бондаренко. – М.: Высшая школа, 2007.
3. ГОСТ Р 21.1101-92. СПДС. Основные требования к рабочей документации [Текст] / Минстрой России. – М.: Стандарты, 1993. – 41 с.
4. ГОСТ Р. 21.1501-92. СПДС. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей [Текст] / Госстрой России; ГПЦПП. – М., 1993. – 26 с.
5. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия [Текст] / Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 44 с.
6. СНиП 2.02.01-83*. Основание зданий и сооружений [Текст] / Минстрой России. – М.: ГПЦПП, 1995. – 48 с.
7. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст] / Госстрой России. – М.: ГУПЦПП, 1998. – 75 с.
8. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) [Текст] / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР; НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1986. – 192 с.

Учебное издание

Ласьков Николай Николаевич
Васильев Ренат Рашидович

НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Методические указания для самостоятельной работы

Под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Ю.П. Скачкова

В авторской редакции
Верстка Н.А. Сазонова

Подписано в печать 15.12.14. Формат 60×84/16.
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.
Усл.печ.л. 0,93. Уч.-изд.л. 1,0. Тираж 80 экз.
Заказ № 483.

Издательство ПГУАС.
440028, г.Пенза, ул. Германа Титова, 28.